

# ARMIERTER BETON.

1915. AUGUST.

## INHALT

Der Bau des Talüberganges bei Langwies an der elektrischen Bahn Chur-Arosa. Von Dipl.-Ing. H. Schürch i. Fa. Ed. Züblin & Cie. (Fortsetzung von S. 156.) S. 173.

Hilfstabellen für den kontinuierlichen Träger mit gleicher Feldweite. Von Herm. Fuchs, Ingenieur (Dresden). S. 181.

Die Einflußlinien mehrfach gestützter Rahmenträger. Von Dr.-Ing. H. Marcus (Breslau). (Fortsetzung von S. 163.) S. 186.

Literaturschau. Bearbeitet von Bauamtmann R. Schöber (Dresden). S. 191.

Wirtschaftliche Rundschau: Mit englischen Gesellschaften vor dem Kriege geschlossene Versicherungsverträge binden den Versicherten nicht. S. 194. — Unberechtigte Ablehnung eines Schiedsrichters. S. 195. — Ausführung eines städtischen Kanalisationsprojektes durch einen Bauunternehmer. Wer haftet für die Beschädigung von Wohnhäusern? S. 195. — Auslegung einer Preiskonvention über Romanzement. S. 196. — Der Streikvermerk im Arbeitszeugnis. S. 196.

## DER BAU DES TALÜBERGANGES BEI LANGWIES AN DER ELEKTRISCHEN BAHN CHUR—AROSA.

Von Dipl.-Ing. H. Schürch i. Fa. Ed. Züblin & Cie. (Forts. von S. 156.)

### II. Der Entwurf.

#### 1. Die Wahl des Tragsystems.

Die Brückenstelle ist gekennzeichnet durch den gerade hier erfolgenden Zusammenfluß der beiden Wildbäche Plessur oder Arosenwasser und Sapünerbach (s. Lageplan Fig. 1 u. 3), deren schluchtähnliche Seitentäler sich auf erweitertem, mit grobem Geröll überdecktem Talboden zum Haupttal des Schanfigg vereinigen. Dort, wo die beiderseitigen, ziemlich steilen und bewaldeten Hänge dieses Talbodens sich am meisten nähern, und der Talboden selbst nur noch etwa 60 m breit ist, war die gegebene Lage für die Brücke. Das entsprechende Querprofil des Tales ließ ein Bauwerk mit großen mittleren Bogen von vornherein als natürlichste Lösung erscheinen. Da an den beiden Hängen, von denen derjenige auf Arosen Seite sich ohnehin als in den oberen Schichten in Bewegung befindlich erwies und ein altes Bergsturzgebiet darstellt, den Widerlagern dieses großen Bogens das nötige Vorland zur Sicherung gegen Angriffe durch die beiden Wildbäche gelassen werden mußte, so ergab sich eine Mindestspannweite des Bogens von etwa 80 m. Anderseits hätten sowohl die große Höhe der Fahrbahn über der Talsohle und das sich hieraus ergebende Pfeilverhältnis, wie auch Wirtschaftlichkeit und gefälliges Aussehen der Brücke, ganz gut die Wahl einer viel größeren Spannweite für den Bogen, bis auf etwa 130—140 m gestattet. Um jedoch von den größten bisher ausgeführten Spannweiten nicht allzu sehr abzuweichen und die Genehmigung der Bauvorlagen nicht unnötig zu erschweren, entschied man sich schließlich für eine theoretische Spannweite von 100 m, aus welcher die weitergehende Planung die Lichtweite von 96 m ergab.

Obwohl eine Lösung mit kleineren Öffnungen — in der im Eisenbahnbau sonst üblichen Art

gemauerter Talübergänge — wegen der Stellung der Zwischenpfeiler im Gerölldelta und wegen des mangelnden monumentalen Charakters des ganzen Bauwerks nicht erwünscht war, wurde doch auch eine solche studiert, da es sich vor allem auch darum handelte, die wirtschaftlichste Lösung zu finden. Um hierbei den großen Massenaufwand, den die, ohne Fundamente, bis 70 m hohen Zwischenpfeiler erforderten, möglichst zu verringern, mußte man zu kontinuierlichen Bogenstellungen übergehen, wie sie Fig. 4 zeigt.

Die statische Untersuchung derselben zeigte jedoch, daß solche flachen Korbbogen auf hohen Pfeilern jedenfalls ganz undenkbar waren, weil die strengen Vorschriften, insbesondere bezüglich der Berücksichtigung von Temperaturwirkungen, sehr große Eisenmengen erfordern würden. Um den Vorschriften mit möglichst geringem Materialaufwand zu genügen, und um namentlich möglichst schlanke Pfeiler zu erhalten, konnten nur Bogenstellungen mit möglichst großem Stich in Frage kommen. Sogar Halbkreisgewölbe hätten nicht genügt, sondern vielmehr überhöhte Bogen gemäß Fig. 5 zur Anwendung kommen müssen; aber auch in diesem Falle war die Vermehrung der Massen gegenüber dem Entwurf mit großen mittleren Bogen so bedeutend, daß trotz der einfacheren Einrüstung eine Verminderung der Kosten auf keinen Fall zu erwarten war. Da das statische System dieser Lösung außerdem ein ziemlich kompliziertes (kontinuierliche Bogenstellungen auf elastischen Pfeilern) ist, wären dadurch wahrscheinlich auch die Genehmigungsverhandlungen gegenüber der klaren und übersichtlichen Lösung mit großem Gewölbe nur noch erschwert worden, so daß man sich für die Beibehaltung der letzteren entschied.

Bei der Wahl des statischen Systems für das große Gewölbe wurde eine Konstruktion mit Ge-

lenken grundsätzlich ausgeschlossen, in der Überzeugung, daß Gelenke doch im allgemeinen als wesensfremde Elemente in einer in ihrem eigentlichen Charakter monolithischen und elastischen Kon-

der Vorteil der statischen Bestimmtheit eines Dreigelenkbogens und die damit verbundene etwas vereinfachte Berechnung gegenüber einem gelenklosen Bogen nicht mehr ausschlaggebend sein. Die übrigen Vorteile aber, welche ein Dreigelenkbogen aufweisen würde, wie Unschädlichmachung von allfälligen kleinen Widerlagerverschiebungen und Verdrehungen sowie Ausschaltung der von Temperaturänderungen und von der Zusammendrückung des Bogens durch die Normalkräfte herrührenden Spannungen, konnten im vorliegenden Falle nicht ins Gewicht fallen, weil diese Spannungen bei dem vorhandenen Stichverhältnis relativ klein ausfallen, und weil der Baugrund als sicher anzusehen war. Als Nachteil dagegen hätte ein Bogen mit Gelenken eine geringere Starrheit gegenüber den Stößen der Fahrzeuge aufzuweisen gehabt. (Bei schweren massigen Konstruktionen aus Stein oder Stampfbeton, die den dynamischen

Wirkungen ihre Massen entgegensetzen, mag dies nicht ins Gewicht fallen, wohl aber bei den leichter dimensionierten Eisenbetonbauten, bei denen die Fähigkeit, auch Zugspannungen aufzunehmen, eine weitergehende Ausnutzung des Baustoffs gestattet.)

Was nun das Tragsystem der Nebenöffnungen betrifft, so konnten hierfür entweder Plattenbalken oder Gewölbe in Frage kommen. Eingespannte Gewölbe oder Gelenkbögen auf starren Pfeilern erwiesen sich jedoch von vornherein als unwirtschaftlich, da die richtige statische Dimensionierung der außerordentlich — bis zu 40 m — hohen Pfeiler ganz bedeutende Massen verlangte. Es erschien daher vielmehr angezeigt, im Interesse einer Massenersparnis gerade die große Biegsamkeit der Pfeiler infolge ihrer Höhe auszunützen, dieselben möglichst schlank zu halten und sie im Zusammenhang mit der Fahrbahnkonstruktion auch biegezugfest, also in Eisenbeton, herzustellen, wodurch ein materialgerechtes, elastisches Gebilde geschaffen wurde. Dabei wurde wieder von den beiden möglichen Lösungen — kontinuierliche Bögen und kontinuierliche Balken auf elastischen Pfeilern — der letzteren der Vorzug gegeben, wegen der größeren Wirtschaftlichkeit im Hinblick auf die Fundamentverhältnisse an der Halde und wegen der größeren statischen Übersichtlichkeit. Diese Lösung bedingte natürlich in der statischen Berechnung eine genaue Berücksichtigung aller Einflüsse, wie Temperatur und Schwinden, welche Verlängerungen oder Verkürzungen der Balken, also Verschiebungen der Pfeilerköpfe und daher Zusatzmomente in den Pfeilern hervorrufen können. Gerade die große Höhe und Schlankheit

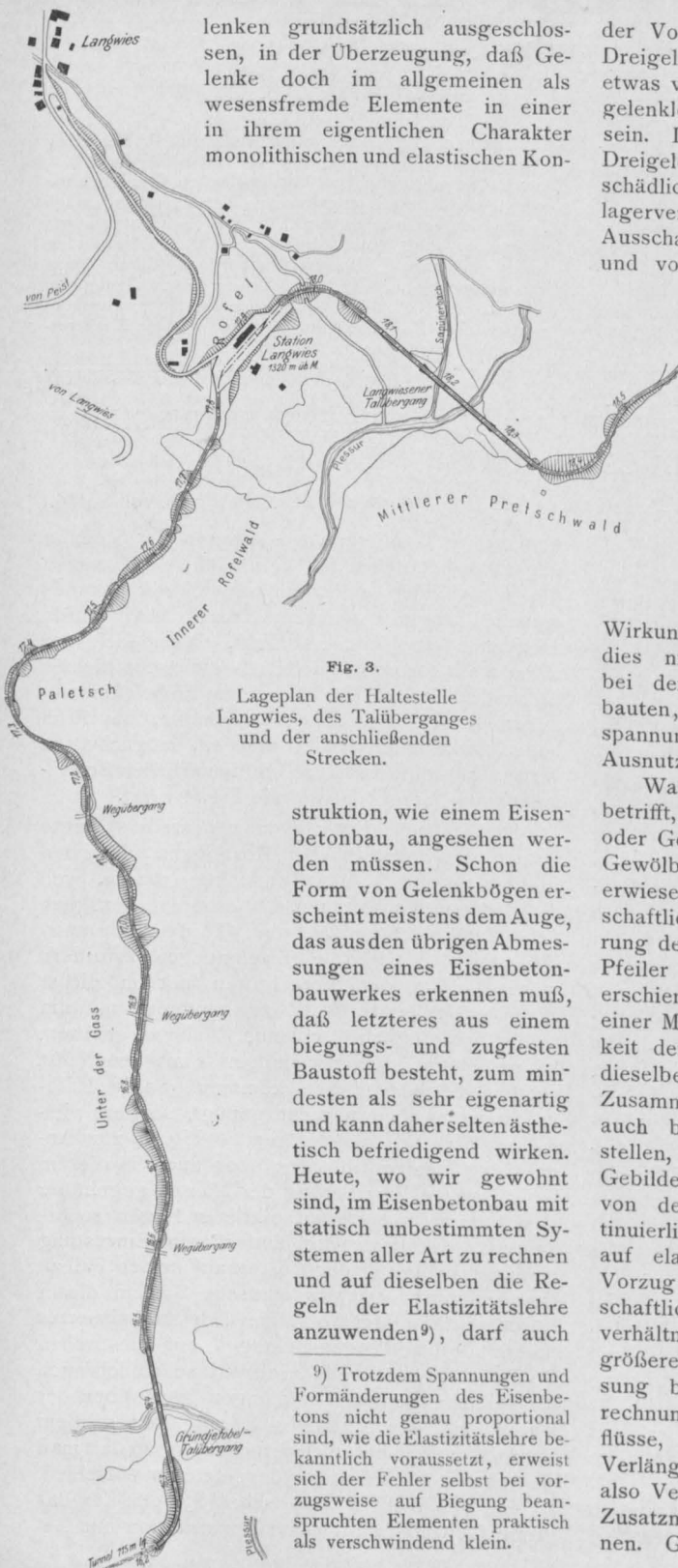


Fig. 3.

Lageplan der Haltestelle  
Langwies, des Talüberganges  
und der anschließenden  
Strecken.

struktion, wie einem Eisenbetonbau, angesehen werden müssen. Schon die Form von Gelenkbögen erscheint meistens dem Auge, das aus den übrigen Abmessungen eines Eisenbetonbauwerkes erkennen muß, daß letzteres aus einem biege- und zugfesten Baustoff besteht, zum mindesten als sehr eigenartig und kann daher selten ästhetisch befriedigend wirken. Heute, wo wir gewohnt sind, im Eisenbetonbau mit statisch unbestimmten Systemen aller Art zu rechnen und auf dieselben die Regeln der Elastizitätslehre anzuwenden<sup>9)</sup>, darf auch

<sup>9)</sup> Trotzdem Spannungen und Formänderungen des Eisenbetons nicht genau proportional sind, wie die Elastizitätslehre bekanntlich voraussetzt, erweist sich der Fehler selbst bei vorzugsweise auf Biegung beanspruchten Elementen praktisch als verschwindend klein.

der Pfeiler setzt diese aber instand, diesen Einflüssen ohne zu große Spannungsvermehrung zu begegnen<sup>10)</sup>.

Diese Ausbildung der Nebenöffnungen entspricht ferner derjenigen des Aufbaues über dem großen Bogen, wo ähnliche Erwägungen maßgebend waren, aber noch die Notwendigkeit möglichster Gewichtersparnis hinzukam.

Es darf noch erwähnt werden, daß beim Entwurf auch die Aufstellung einer Variante (Fig. 6) versucht worden ist, welche an Stelle der an den großen Bogen anschließenden kleinen Nebenöffnungen beidseitig je einen halben großen Bogen ohne Zwischenunterstützungen vorsah. Das Bedenken einer schwierigen Gründung an den Brückenenden veranlaßte jedoch, von dieser Lösung Abstand zu nehmen.

## 2. Allgemeine Anordnung des Bauwerks.

In einer Höhe von fast 70 m läuft die Schiene über das Tal und wird von einem Bauwerk von 287 m Gesamtlänge, von Widerlagerende zu Widerlagerende, getragen. Der mittlere Hauptbogen hat, wie schon erwähnt, eine lichte Weite zwischen den Kämpfern von 96 m, bei einer rechnerischen Stützweite von 100 m und einer theoretischen Pfeilhöhe von 42 m; die Unterkante seines Scheitels liegt dagegen 66 m über der Talsohle<sup>11)</sup>. An den Hauptbogen schließen sich zu beiden Seiten je 4 kleinere Nebenöffnungen von 14,70 m Lichtweite an, denen auf der Seite gegen Arosa das Endwiderlager, auf der Seite gegen Langwies aber ein kräftiger Gruppenpfeiler folgt, welcher den eigentlichen Talübergang von dem sog. „Verlängerungsviadukt“ trennt, der aus drei weiteren

kleinen Spannungen besteht. Der Gruppenpfeiler sollte ursprünglich auch hier das Endwiderlager bilden (Fig. 8) und an denselben nur noch ein Erddamm anschließen, dessen Anschüttung aber wegen der Terrainbeschaffenheit Schwierigkeiten machte, so daß er durch den Verlängerungsviadukt mit zwei Brückenöffnungen von je 13 m und eine von 10 m Lichtweite ersetzt wurde (Fig. 11).

Die sowohl über dem Hauptbogen wie über den Nebenöffnungen auf kontinuierliche Träger gelagerte Fahrbahn erleidet durch die großen Temperaturschwankungen infolge der Höhenlage des Bauwerks auf 1320 m ü. M. bedeutende Ver-

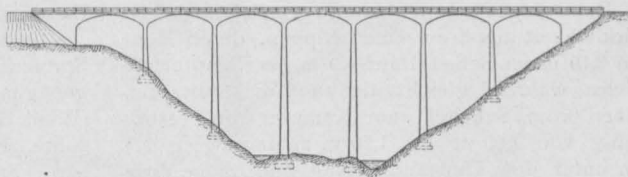
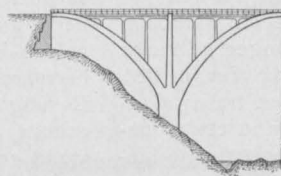


Fig. 4. Entwurf mit flachen kontinuierlichen Bögen.



Entwurf mit großen halben Bögen für die Seitenöffnungen.

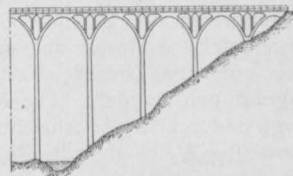


Fig. 5. Entwurf mit überölten kontinuierlichen Bögen.

<sup>10)</sup> In Form und statischer Wirkung unterscheiden sich daher die Nebenöffnungen der Langwieser Brücke sehr deutlich von denjenigen zweier anderer großer Eisenbetonbauwerke: Die Gmündertobelbrücke bei Teufen und der Halenbrücke bei Bern. Bei diesen beiden haben jedoch die Pfeiler der Nebenöffnungen — abgesehen von der viel kleineren Verkehrslast — eine mäßige Höhe, so daß hier die Ausbildung von eingespannten Bögen und infolgedessen starren, massigen Pfeilern noch wirtschaftlich sein mochte. Namentlich das erstgenannte Bauwerk entbehrt aber dafür bei den Nebenöffnungen gewissermaßen den eigentlichen Charakter einer schlanken, elastischen, d. h. in allen Elementen biegungsfähigen und biegungsfesten Eisenbetonkonstruktion, sondern erscheint vielmehr — im Gegensatz zur Langwieser Brücke — als wuchtiges Stampfbetonbauwerk.

<sup>11)</sup> Die Langwieser Brücke ist damit bei weitem die „höchste“ bisher ausgeführte Massivbrücke und auch das Maß ihres Pfeiles wird nur annähernd von der Monroe-Straßenbrücke in Spokane, Wash., mit 34,50 m Pfeilhöhe erreicht.

längerungen und Verkürzungen<sup>12)</sup>, denen durch die Möglichkeit ungehinderter Dilatation Rechnung getragen werden mußte. Dies geschah dadurch, daß sämtliche Pfeiler, welche mit der Fahrbahn fest verbunden sind, genügend elastisch gemacht und um so schlanker ausgebildet wurden, je kürzer sie waren, wodurch sie instand gesetzt wurden, die ihnen zugemuteten Ausbiegungen ohne Überbeanspruchung auszuführen. Wo dies infolge der Kürze der Pfeiler nicht möglich war, wie bei den letzten Pfeilern über dem Bogen und bei den Stützen des „Verlängerungsviaduktes“, wurde durch Anordnung von einfachen Gelenken (Fig. 17) die Bewegungsmöglichkeit geschaffen. Da die Fahrbahn infolge ihrer festen Verbindung

<sup>12)</sup> Wenn wir zwischen der niedrigsten und höchsten Durchschnittswärme (Mittelwert der Temperaturen aller einzelnen Elemente) des Bauwerks einen Unterschied von 30° annehmen müssen, was nach den bei Versuchen anlässlich der Bauausführung gemachten Erfahrungen durchaus wahrscheinlich ist, so ergibt sich, daß sich die Gesamtlänge der Fahrbahn mit ihren 287 m vom Winter in den Sommer dehnen wird um  $= 287 \times 0,0000125 \times 20 = 0,107625 \text{ m} = 107,6 \text{ mm}$ .

mit dem Bogenscheitel, mit dem Widerlager auf Aroser Seite und mit dem Massiv des Gruppenpfeilers (beim Endwiderlager auf Langwieser Seite ist ein einfaches Gleitlager angeordnet), an diesen Stellen in horizontalem Sinne unverschieblich ist, so mußten schließlich für den Ausgleich der Bewegungen Dilatationsfugen vorgesehen werden; diese wurden über den Hauptwiderlagern angeordnet und dort die Pfeiler in charakteristischer Weise getrennt hochgeführt, als sog. „Doppelpfeiler“, wodurch sich eine erwünschte Dreiteilung des Objektes in drei unabhängige, nur in den Fundamenten verbundene, Bauwerke: in den Mittelteil mit den Hauptbogen und in die beiden Seitenteile der Anschlußöffnungen, ergab.

Der eingespannte Hauptbogen besteht in Wirklichkeit aus 2 einzelnen Rippen, deren Höhe von 2,10 m im Scheitel auf 4,0 m im Kämpfer anwächst, während gleichzeitig auch die Breite derselben vom Scheitel zum Kämpfer hin gesetzmäßig von 1,00 m auf 1,50 m zunimmt (Fig. 11). Um unter allen Umständen eine einheitliche Tragwirkung dieser beiden einzelnen Rippen sicherzustellen, sind dieselben durch 16 starre, biegungsfeste Riegel miteinander verbunden. Im Scheitel ist außerdem zum gleichen Zwecke die Fahrbahn eingesattelt, wodurch auf eine längere Strecke eine gute und sichere Verbindung der beiden Bogenrippen entsteht. Die letzteren treten allerdings dadurch in der Ansichtsfläche in etwas ungewohnter Weise über die Fahrbahnoberkante hinaus. Am Widerlager sind die beiden Bogenrippen durch die bewehrten Seitenwände und die Sohle des Widerlagerkastens verbunden; um die Sohlenplatte des Widerlagers in ganzer Breite zur Wirkung zu bringen, gehen die Bogenrippen allmählich mit starken Abschrägungen in dieselbe über (Fig. 13).

Der Ausbildung des Gewölbes mit den zwei einzelnen Rippen entspricht die Auflösung der Pfeiler des Aufbaues und der Nebenöffnungen in hintereinander gelegene Stützen, die wieder durch biegungsfeste Querriegel, deren Zahl mit der Pfeilerhöhe wechselt, verbunden sind. Nur die Doppelpfeiler über den Widerlagern haben aus besonderen Gründen statt der Riegel eine volle Wand als Verbindungsglied zwischen den Stützen erhalten.

Die gewählte Art der Anordnung des Gewölbes — ein Paar hochkant gestellter rechteckiger Rippen — ist beim Bau größerer Brücken bisher nur sehr vereinzelt angewendet worden, während zwei nebeneinander liegende flache Gewölbegurten, sog. „Zwillingsgewölbe“, nicht nur im Eisenbeton, sondern auch im Mauerwerksbau, und hier bekanntlich zum ersten mal beim Bau der großen Straßenbrücke über das Pétrusse-Tal in Luxemburg von Séjourné, schon öfters ausgeführt worden. Es dürfte daher angezeigt sein,

kurz auf die Gründe hinzuweisen, welche zu dieser Wahl führten.

In gewissem Sinne erinnert allerdings die Anordnung an diejenige bei der Grafton-Brücke in Auckland (Neu-Seeland), mit einer Spannweite von 97,5 m<sup>13)</sup> und an diejenige bei den Eisenbetonhochbrücken im Zuge der Eisenbahnlinie Fogaras—Brassò (Ungarn)<sup>14)</sup>.

Die erstere ist jedoch eine Straßenbrücke, und die Dimensionen der letzteren reichen bei weitem nicht an diejenigen der Langwieser Brücke heran; dabei handelt es sich bei Fogaras—Brassò um ein Normalgleis, bei Langwies aber nur um eine Schmalspur, wodurch namentlich das Mißverhältnis zwischen Nutzbreite und Gesamthöhe des Bauwerks viel bedeutender wird.

Gerade dieses Mißverhältnis verlangte eine Spreizung des Querschnittes, wenn der Bogen genügend knicksicher und auch seitlichen Kräften (Wind, Seitenschwankungen usw.) gewachsen sein sollte. Ein voller rechteckiger Gewölbequerschnitt hätte ebenfalls eine dieser Bedingung entsprechende geringste Breite und anderseits doch eine solche Stärke haben müssen, daß nicht nur die Querschnittsfläche zur Aufnahme der Längskräfte, sondern auch die Widerstandsmomente zur Aufnahme der hauptsächlich von der Verkehrslast herrührenden Biegungsmomente genügt hätten. Es zeigte sich, daß der benötigte Rechteckquerschnitt einen so bedeutend größeren Massenaufwand erfordert hätte, daß er, trotz der einfacheren Ausführung, sich gegenüber dem aufgelösten Querschnitt mit den zwei Rippen als bedeutend unwirtschaftlicher erwies. Die größeren Betonmassen, und damit das größere Gewicht, hätten auch einer Verstärkung und Verteuerung des ohnehin sehr kostspieligen Gerüstes gerufen, ganz abgesehen davon, daß die volle untere Laibung eine durchgehende Schalung verlangt hätte, die man sich beim Rippenquerschnitt ersparen konnte.

Zuerst war allerdings an Stelle der Riegel zur Verbindung der beiden Rippen eine durchgehende mittlere Bogenplatte vorgesehen (Fig. 7), die man dann, als durch die verschärften behördlichen Vorschriften die der Rechnung zugrunde zu legenden Verkehrslasten erhöht und gleichzeitig die zulässigen Spannungen vermindert wurden, wegließ, weil aus ihren Massen zugleich die Verstärkung der Rippen und die erforderlichen Verbindungsriegel ausgeführt werden konnten, so daß also ohne Mehraufwand an Material eine Verringerung der Beanspruchungen zu erzielen war. Wenn auf diese Weise ziemlich hohe Rippen entstanden, welche im allgemeinen unrationell sind, wegen der dadurch bedingten Vergrößerung der

<sup>13)</sup> S. „Arm. Beton“ Jahrg. 1910, S. 338.

<sup>14)</sup> S. „Arm. Beton“ Jahrg. 1909, S. 45 und „Organ für die Fortschritte des Eisenbahnwesens“ Jahrg. 1911, S. 176 und S. 193.

Zusatzspannungen, so war dies im vorliegenden Falle bedeutungslos, weil infolge des großen Pfeils die Zusatzspannungen von der Zusammendrückung durch die Normalkräfte, von den Temperaturschwankungen und von den Schwindinflüssen ohnehin verhältnismäßig gering ausfallen.

Die Weglassung der dünnen verbindenden Bogenplatte hatte aber noch den Vorteil, daß die Konstruktion nunmehr in allen Teilen ungefähr gleich starke Glieder aufweist, was bei direkt bestrahlten Bauwerken, wegen der ungleichen

über 8,0 m angewachsen ist. Ursprünglich war zwar der Abstand der beiden Rippen kleiner angenommen gewesen, ist aber dann vergrößert worden, um über dem Scheitel zwischen den Rippen das verlangte Lichtraumprofil der rhätischen Bahnen einhalten zu können, obwohl die tatsächlich verkehrenden Wagen nur 2,40 m breit sind, und weil bei zu enger Stellung der Rippen die Gefahr bestand, daß sich im Winter bei starkem Schneefall auf der Strecke von etwa 16—18 m, auf welcher die Rippen über die Fahrbahn hinaufreichen, die Wagen klemmen könnten. Außerdem

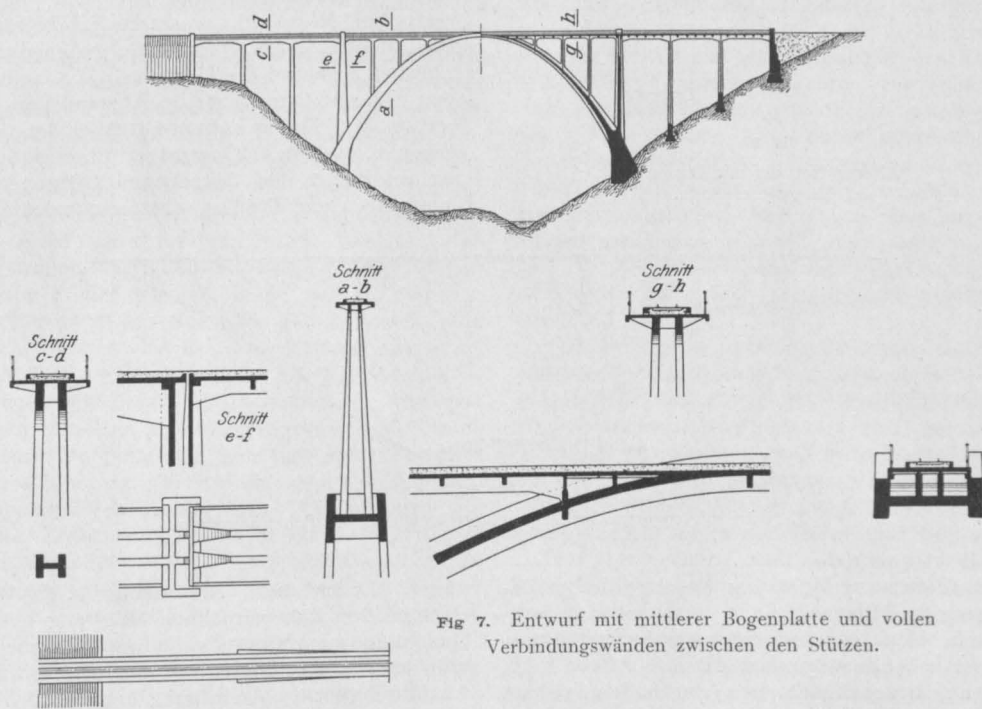


Fig 7. Entwurf mit mittlerer Bogenplatte und vollen Verbindungswänden zwischen den Stützen.

Durchwärmung verschieden starker Glieder und daher auftretender Nebenspannungen, womöglich immer zu erstreben ist.

Um die Seitensteifigkeit des Bauwerks, außer durch die Spreizung der Bogenrippen, noch weiter zu erhöhen, sind die Ebenen der beiden äußeren Stirnflächen mit dem Queranlaufe von 4% geneigt, der sich auch in das aufgelöste Bogenwiderlager fortsetzt und auch bei den sämtlichen Pfeilern vorhanden ist. Nach innen aber haben Bogenrippen und Pfeiler einen Anzug von  $2\frac{1}{2}\%$ , während die Ebenen der Fahrbahnhauptträger vertikal sind. In der Ansicht laufen die Pfeiler mit einer beidseitigen kleinen Neigung von 0,5% an.

Der Achsabstand der beiden Bogenrippen beträgt im Scheitel 4,0 m, im Kämpfer dagegen 6,70 m, so daß hier die äußere Breite schon auf

aber hatte der Gutachter für die statische Berechnung, Ing. O. Bolliger, eine Vergrößerung des Rippenabstandes gewünscht, weil er Bedenken bezüglich der Sicherheit des Bogens gegen seitliches Ausknicken hatte. Es handelt sich hierbei allerdings um eine noch wenig abgeklärte Frage, der aber im vorliegenden Falle eine gewisse Bedeutung zukam, gerade wegen des schon erwähnten Mißverhältnisses zwischen Stützweite und Gewölbbeite, wobei zudem der Gewölbequerschnitt nicht voll, sondern aufgelöst ist. Unzweifelhaft aber dürfen die beiden Bogenrippen als ein Ganzes betrachtet werden, trotz des Fehlens von zur Konstruktion schlecht passenden Diagonalverstreibungen, weil die letzteren genügend durch die zahlreichen, mit starken Abschrägungen (Vouten) an die Rippen anschließenden Verspannungsriegel ersetzt sind.



Die Fahrbahn hat, bei 4,40 m Gesamtbreite von Außenkante zu Außenkante Gesims, zwischen den Geländern eine Breite von 4,00 m, wovon beidseitig je 70 cm auf die Gehwege außerhalb der Bettung entfallen. Es konnte nie einem Zweifel unterliegen, daß das Gleis nicht etwa direkt auf die Eisenbetonkonstruktion, sondern in üblicher Weise mittels Querschwellen auf ein



Fig. 8.

Älterer Entwurf mit Damm  
auf Langwieser Seite.

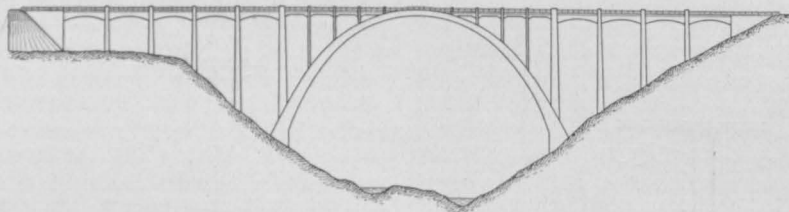


Fig. 9.

Entwurf mit segmentförmigen Hauptträgern für die Seitenöffnungen.

Schotterbett zu verlegen war, da eine direkte Befestigung von Eisenteilen im Beton niemals haltbar sein kann, sondern vielmehr zu verhältnismäßig rascher Zerstörung des Betons führen muß, wenn an diesen Eisenteilen starke, häufige und rasch aufeinanderfolgende Stöße (Schwankungen der Fahrzeuge, Schläge der Schienenstöße usw.) unmittelbar angreifen<sup>15)</sup>. Das Schotterbett hat eine Stärke von 30 cm, welche gewählt wurde, um die Betonkonstruktion vor Beschädigungen beim Unterkrampfen der Schwellen zu sichern. Unter der Schotterschicht folgt eine 5 cm starke Sandschicht und hierauf die durch einen Mörtelüberzug geschützte Asphaltisolierung über der

<sup>15)</sup> Diese schnelle Zerstörung des Betons ist hauptsächlich auf seine, im Vergleich zu Holz und Eisen, geringe Zugfestigkeit, dann aber auch auf die bei Betonkonstruktionen infolge von Stoßwirkungen auftretenden kürzeren aber rascheren Schwingungen zurückzuführen. Deshalb ist auch z. B. die Aufgabe, eine brauchbare Eisenbetonschwelle zu schaffen, bisher gescheitert, und zwar weniger an der Schwierigkeit der richtigen Dimensionierung und Berechnung, als vielmehr an der Schwierigkeit der Schienenbefestigung; dabei wird die Zerstörung noch begünstigt durch das kleine Spiel, welches sich infolge des Abschwindens des Betons um das Befestigungsmittel herum bildet.

Fahrbahnplatte. Da die letztere den Druckgurt der Längsträger bildet, war eine Einsattelung des Schotterbettes, so daß dessen Oberkante bündig mit derjenigen der Längsträger gewesen wäre, nicht möglich und wegen der mangelhaften Entwässerung auch gar nicht erwünscht. Die beiden Betonrippen, welche das aufgesetzte Schotterbett seitlich abschließen und im Zusammenhang mit der Fahrbahnplatte stehen, aber natürlich in der Rechnung nicht mitberücksichtigt sind, wurden so häufig gestoßen, daß sie nicht mitarbeiten können, also die Gefahr des Rissigwerdens über den Stützen ausgeschlossen ist.

Die im Mittel 20 cm starke Fahrbahnplatte, deren Oberfläche ein Quergefälle gegen die Mitte zu besitzt, während die Unterfläche horizontal ist, stützt sich auf Querträger im Abstand von 1,28 m über der Mittelöffnung, bzw. 1,31 über den Seitenöffnungen, und diese Querträger übertragen ihre Last auf die, in den Stirnebenen gelegenen, den Bogenrippen und Pfeilern entsprechenden Haupt-

träger. Durch diese Anordnung (s. Fig. 11–16) einer großen Zahl verhältnismäßig eng gestellter Querträger zur unmittelbaren Lastaufnahme unterscheidet sich das Bauwerk wesentlich von andern Ausführungen: die Anordnung ergab sich aus der Schwierigkeit der Unterbringung der Schubkräfte bei Einführung von sekundären Längsträgern.

Die normalen Querträgerrippen haben bis zur Plattenunterkante eine Höhe von 50 cm, so daß die Trägerhöhe in der Mitte 68 cm beträgt, bei einer Breite von 28 cm. Zwecks besserer Quer versteifung und zum Ersatz des obersten Riegels erhielten jedoch die Querträger über den Pfeilern, bei entsprechend größerer Stärke, eine größere Höhe, nämlich 1,00 m, von Plattenunterkante gemessen, in der Mittelöffnung, bzw. 2,80 m in den Seitenöffnungen; in den letzteren haben nämlich diese, dort 40 cm starken, Betonwände gleichzeitig die gedrückten unteren Teile der am Voutenende 3,20 m hohen und 50 cm starken Hauptlängsträger gegen Ausknicken zu sichern. Diese Hauptträger sind außerdem noch in den Dritteln ihrer Länge durch stärkere, 1,00 m hohe, Querrippen versteift. Die Fahrbahnplatte ist überall beim

Anschluß an die Querträger durch eine Abschrägung von 8 cm Höhe verstärkt.

Der Fahrbahnaufbau über dem großen Bogen (s. Fig. 13) wird durch je 4 kontinuierliche Öffnungen von 9,00 m Stützweite gebildet, die beiderseits an den unmittelbar auf den Bogen gelagerten Mittelteil anschließen. Die Längsträger dieses Aufbaues haben in Feldmitte eine Höhe von 1,10 m, bzw. einen Rippenvorsprung von 85 cm, bei 40 cm Rippenbreite, und schließen an die Stützen mit Vouten von 1,50 m Länge und 50 cm Höhe an. Die verhältnismäßig großen Voutenlängen wurden gewählt, weil bei kontinuierlichen Trägern mit veränderlichem Trägheitsmoment der Einfluß der Voutenlänge größer ist als derjenige der Höhe, und weil dadurch, namentlich für Totalbelastung, eine ziemlich bedeutende Verminderung des Feldmomentes erzeugt wird. Die Längsträger des Aufbaues sind im Scheitel mit dem Bogen verbunden, haben also hier ein unverschiebliches Auflager, von welchem aus die gesamte Dilatation nach einer Seite erfolgen muß. Die mit den Längsträgern verbundenen, in je 2 Stützen aufgelösten Pfeiler wurden, damit sie die erforderliche Elastizität zur Ausführung der entstehenden Verschiebungen des Kopfes erhalten, wie schon erwähnt, in der Richtung der Längsachse um so schwächer gehalten, je kürzer sie sind, was auch den verminderten Knicklängen entspricht. So ist der zum Doppelpfeiler gehörige Endpfeiler am Kopfe 1,20 m, in der Ansicht, stark und besitzt einen einseitigen Anzug von 1%, während der längste Zwischenpfeiler über dem Bogen nur 90 cm, der mittlere nur 70 cm und der kürzeste nur 50 cm stark ist, und zwar besitzen die drei letzteren keinen seitlichen Anzug. Trotzdem sind nur der Endpfeiler und der erste Zwischenpfeiler infolge ihrer Höhe elastisch genug, um ohne Schaden nachgeben zu können, während die beiden andern mit Kopfgelenken, der dem Scheitel benachbarte sogar noch mit einem Fußgelenk versehen werden mußten. Die Gelenke (Fig. 17) wurden gebildet dadurch, daß an den betreffenden Stellen der Beton gestoßen, die Eiseneinlagen in der Querschnittsmitte zusammengeführt und die Stoßflächen innen mit Asphalt, längs des Randes aber mit 8 mm starken Bleiplatten abgedeckt wurden.

Im Querschnitt der Brücke haben alle Stützen den schon erwähnten Queranlauf nach außen (äußere Kante 4%, innere 2 1/2%), so daß sie bockförmig auf den Bogenrippen aufsitzen. Dabei ist ihre Innenkante mit Innenkante der Rippen bündig, so daß sie nicht ganz zentrisch aufgelagert sind. Dieser kleine Nachteil ergab sich aus der Spreizung des Rippenabstandes und war nicht zu vermeiden; ihm müssen die 1,35 m bis 2,15 m hohen Verspannungsriegel begegnen.

Die Hauptträger der Seitenöffnungen (Fig. 11

u. 15) sind Balken mit veränderlichem Trägheitsmoment, die ebenfalls über 4 Öffnungen, und zwar mit je 16 m Stützweite, durchlaufen und mit ihren Stützen elastisch verbunden sind. Ihre Höhe von Plattenoberkante gemessen, beträgt in Feldmitte 1,60 m, am Auflager 3,45 m, bei einer Rippenbreite von 50 cm, die Voutenlänge 5,0 m. Die an das gerade Mittelstück anschließenden Vouten sind — im Gegensatz zu denjenigen beim Fahrbahnaufbau — Kreisbögen von 6,00 m Halbmesser, wodurch der erforderliche allmähliche Übergang in die Pfeiler erzielt wird. Diese Träger waren zuerst mit segmentbogenförmiger Unterkannte angenommen gewesen (Fig. 8 u. 9), befriedigten aber in der Ansicht nicht, weil sie den Eindruck von flachen Gewölben machten, die schlecht zu den schlanken Pfeilern paßten; sie wurden daher als gerade Balken mit Vouten ausgeführt, wodurch ihr Aussehen ihrer statischen Wirkung besser entspricht und auch mit dem Fahrbahnaufbau gut harmonisiert. Bei den Abmessungen der Träger muß man sich vergegenwärtigen, daß es sich für eine Balkenkonstruktion bei den gegebenen Lasten um verhältnismäßig große Spannweiten handelt.

Die wieder in zwei der Balkenanordnung entsprechende, durch Riegel verbundene Stützen aufgelösten Pfeiler der Nebenöffnungen sind, um eine in der Rechnung vorausgesetzte gelenkartige Wirkung zu erzielen, auf schmale Streifen als Fundamentflächen gegründet. Die Stärke der einzelnen Stützen beträgt am Kopf 1,30 m (in der Ansicht), 0,70 m (in der Tiefe) und nimmt dem Anlauf entsprechend nach unten zu. Da die Fahrbahn der Nebenöffnungen am äußeren Ende, d. h. am Endwiderlager auf Aroser Seite und am Gruppenpfeiler, festgehalten ist, findet der Ausgleich der Verlängerungen und Verkürzungen durch Temperatur und Schwinden am Doppelpfeiler über dem Bogenwiderlager statt, wo in der Fahrbahn eine bei Mitteltemperatur 6 cm weite Dilatationsfuge angeordnet wurde, die in üblicher Weise mit Schleppblechen abgedeckt ist. Die Teilung des Doppelpfeilers in zwei Einzelpfeiler befähigt also jede seiner Hälften, die Dilatation des angeschlossenen Fahrbahntheiles mitzumachen. In der Lücke zwischen den Pfeilerhälften greifen von beiden Seiten konsolartige Vorkragungen (Fig. 13 u. 14) ein, die ein breiter mittlerer, an den Kanten durch Winkeleisen geschützter Zahn so miteinander verbindet, daß sie in der Querrichtung gegenseitig unverschieblich sind, wodurch nicht nur die Übertragung der Stöße der Seitenschwankungen auf die Doppelpfeiler, sondern auch die Aufnahme der Fahrbahnwindkräfte ermöglicht ist.

Es hat sich als richtig erwiesen, den Zwischenpfeilern über dem Bogen und in den Seitenöffnungen keine Windkräfte von der Fahrbahn zuzu-

weisen, da eine genaue Bestimmung der auf die einzelnen Pfeiler entfallenden Anteile nicht möglich gewesen wäre, sondern vielmehr die gesamten Windlasten der Fahrbahn durch diese selbst, welche dazu genügend steif ist, auf das Endwiderlager und den Doppelpfeiler zu übertragen. Dadurch war die Auflösung der Zwischenpfeiler möglich, während nun allerdings der Doppelpfeiler statt der Riegel volle Verbindungswände erhalten mußte, die mit 20 cm Stärke bemessen und entsprechend bewehrt (Fig. 17) wurden. Die Einführung von Doppelpfeilern war aber nicht nur durch konstruktive, sondern auch durch ästhetische Gesichtspunkte begründet, da sich dadurch auch in der Ansicht ein deutlicher Abschluß zwischen den drei verschiedenen Teilen des Hauptbauwerks ergab (Fig. 10). Mit der vorher geplanten normalen Lösung (Fig. 8 u. 9), welche einen einzigen Pfeiler, mit breiter, massiver Vorderfläche und Pendelwände, wie bei der Gmünder Tobelbrücke, zur Aufnahme der Fahrbahn vorsah, war aber diese Wirkung, trotz der bedeutenden Massenverschwendung, nicht befriedigend zu erreichen gewesen.

Der Gruppenpfeiler auf Langwieser Seite ist als hohler Kasten mit Eckverstärkungen, auf durchgehender Grundplatte, ausgebildet. Ähnlich sind die Endwiderlager, durch Fortführung der Balkentragwände und Verspannung derselben, als unten offene, auf einzelne Säulen abgestützte, kastenförmige Gebilde entstanden. Der „Verlängerungsviadukt“ auf Langwieser Seite ist ähnlich wie die Nebenöffnungen ausgebildet; die beiden Zwischenpfeiler haben Kopfgelenke, das Fahrbahnende gegen Langwies ist gleitbar aufgelagert.

Große Sorgfalt wurde auf eine gute Entwässerung des Bauwerks gelegt: Die Fahrbahn ist durch einen aufgeklebten Asphaltplattenbelag aus sog. Mammuthplatten, die auch an den seitlichen Abschlußrippen des Schotterbettes hochgezogen wurden, abgedichtet. In Abständen von etwa 4 m sind in der Brückenachse Ablaufstutzen einbetoniert, zu welchen das Niederschlagwasser durch Aufbetonierungen geleitet wird. Die Gehwege sind durch einen Zementestrich mit Bitumenzusatz abgedeckt, und die Gesimsprofilierung besitzt eine Tropfnase. Die Rücken der Gewölberippen sowie die horizontalen und geneigten Oberflächen der sämtlichen Verspannungsriegel des Bogens und der Pfeiler erhielten einen Wasserglasanstrich. Bei den im Boden steckenden kastenförmigen Teilen ist ebenfalls für die nötige Entwässerung — von der eigentlichen Haldenentwässerung wird später zu reden sein — durch Ablaufröhren und wasserabweisende Goudronanstriche gesorgt.

Es mag noch erwähnt werden, daß gerade durch die Auflösung und Gliederung der Pfeiler und des Bogens eine gewisse Revisionsfähigkeit des Bauwerks besteht, weil dadurch die Anbringung von Leitern und Gerüsten erleichtert ist. (Forts. folgt.)

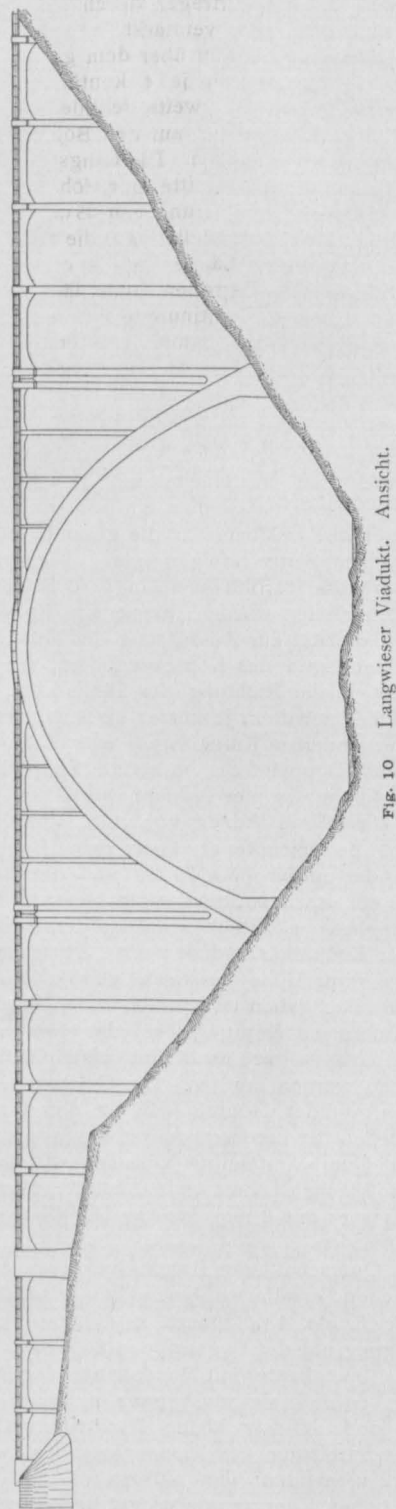


Fig. 10 Langwieser Viadukt. Ansicht.



HILFSTABELLEN FÜR DEN KONTINUIERLICHEN TRÄGER MIT GLEICHER  
FELDWEITE.

Von Herm. Fuchs, Ingenieur, Dresden.

Bei den meisten im Eisenbeton-Hochbau vorkommenden Konstruktionen sind Platten, Neben- und Hauptbalken fast immer kontinuierliche Träger mit gleicher Feldweite. Für Platten und Nebenbalken kommen nur gleichmäßig verteilte Belastungen in Betracht, während an den Hauptbalken Einzellasten angreifen.

Für letztere sind im folgenden Tabellenwerte angegeben, mit denen sich die auftretenden Maximalmomente für die Rand- und Mittelfelder, die Stützenmomente und Stützendrücke schnell berechnen lassen. Die angegebenen Werte wurden für die ungünstigsten Lastenstellungen berechnet, welche aus den beigefügten Skizzen ersichtlich sind. Nur für die Stützendrücke wurde die, wohl meist übliche Annahme gemacht, daß

der Träger über alle Felder hinweg gleichmäßig belastet wird. Zur Vervollständigung sind die Werte für gleichmäßig verteilte Belastungen, nach den bekannten Winklerschen Zahlen, beigefügt.

I. Die Einzellasten haben gleichen Abstand von einander.

Tabelle I bis III.

Für das Randfeld eines kontinuierlichen Trägers hat die Einflußlinie des Feldmomentes folgende Form (Fig. 1):

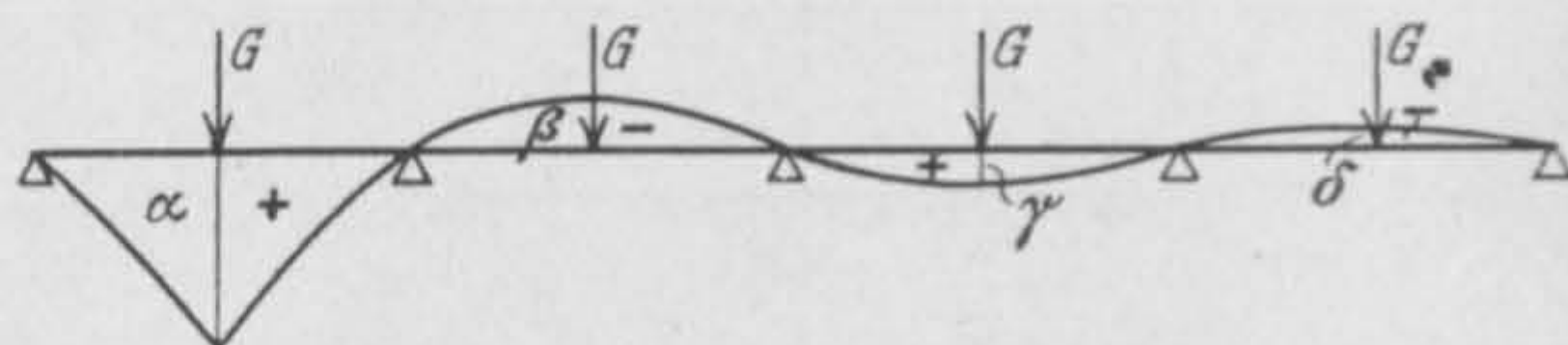


Fig. 1.

Für eine in allen Feldern angreifende gleichgroße Last G ist das Moment

$$MG = G l (\alpha - \beta + \gamma + \delta + \dots) = G l c.$$

Die Einflußlinien wurden nun für alle vorkommenden Belastungen aufgetragen und daraus der Wert c berechnet. So haben z. B. für den Träger auf 4 Stützen die Ordinaten  $\alpha, \beta, \gamma$  folgende Größen:

$$\begin{aligned}\alpha &= +0,20; \\ \beta &= -0,0375; \\ \gamma &= +0,0125.\end{aligned}$$

Damit ist

$$\begin{aligned}c &= 0,20 - 0,0375 + 0,0125 \\ &= 0,175.\end{aligned}$$

Das Moment somit

$$M = G \cdot l \cdot 0,175 \text{ (siehe Nr. 5 Tabelle II).}$$

In den Tabellen bedeuten:

g = eine gleichmäßig über alle Felder verteilte Belastung pro Quadratmeter (herrührend vom Eigengewicht);

p = die gleichmäßig verteilte Nutzlast pro Quadratmeter;

Tabelle I.  
Träger auf 3 Stützen.

Nr.	Belastungsfälle.	Feldmomente		Stützenmomente	Stützendrücke	
		$M_1$	$M_2$	$M_s$	A.	B.
1		$0,07 g l^2$	$0,07 g l^2$	$-0,125 g l^2$	$0,375 g l$	$1,25 g l$
2		$0,095 p l^2$	$-0,025 p l^2$	—	—	—
3		$0,156 G l$	$0,156 G l$	$-0,188 G l$	$0,312 G$	$1,376 G$
4		$0,203 P l$	$-0,047 P l$	—	—	—
5		$0,222 G l$	$0,222 G l$	$-0,333 G l$	$0,667 G$	$2,667 G$
6		$0,278 P l$	$-0,111 P l$	—	—	—
7		$0,27 G l$	$0,27 G l$	$-0,46 G l$	$1,04 G$	$3,92 G$
8		$0,386 P l$	$-0,115 P l$	—	—	—
9		$0,36 G l$	$0,36 G l$	$-0,60 G l$	$1,4 G$	$5,2 G$
10		$0,48 P l$	$-0,18 P l$	—	—	—



Tabelle II. Träger auf 4 Stützen.

Nr.	Belastungsfälle	Feldmomente		Stützenmomente	Stützenmomente	
		M <sub>1</sub>	M <sub>2</sub>	M <sub>3</sub>	A	B
1		0,08 g l <sup>2</sup>	0,025 g l <sup>2</sup>	-0,10 g l <sup>2</sup>	0,40 g l	1,1 g l
2		0,10 p l <sup>2</sup>	-0,05 p l <sup>2</sup>	—	—	—
3		-0,025 p l <sup>2</sup>	0,075 p l <sup>2</sup>	—	—	—
4		—	—	-0,117 p l <sup>2</sup>	—	—
5		0,175 G l	0,10 G l	-0,15 G l	0,35 G	1,15 G
6		0,213 P l	-0,075 P l	—	—	—
7		-0,038 P l	0,175 P l	—	—	—
8		—	—	-0,175 P l	—	—
9		0,245 G l	0,067 G l	-0,267 G l	0,734 G	2,27 G
10		0,289 P l	-0,133 P l	—	—	—
11		-0,044 P l	0,20 P l	—	—	—
12		—	—	-0,31 P l	—	—
13		0,317 G l	0,125 G l	-0,375 G l	1,125 G	3,375 G
14		0,408 P l	-0,183 P l	—	—	—
15		-0,094 P l	0,313 P l	—	—	—
16		—	—	-0,438 P l	—	—
17		0,41 G l	0,122 G l	-0,478 G l	1,52 G	4,48 G
18		0,505 P l	-0,238 P l	—	—	—
19		-0,096 P l	0,36 P l	—	—	—
20		—	—	-0,558 P l	—	—

Tabelle III. Träger auf 5 Stützen.

Nr.	Belastungsfälle	Feldmomente			Stützenmomente		Stützendrücke		
		$M_1$	$M_2$	$M_3$	$M_{s1}$	$M_{s2}$	A	B	C
1		$0,077 \text{ g l}^2$	$0,036 \text{ g l}^2$	$0,036 \text{ g l}^2$	$-0,107 \text{ g l}^2$	$-0,107 \text{ g l}^2$	$0,39 \text{ g l}$	$1,14 \text{ g l}$	$0,94 \text{ g l}$
2		$0,099 \text{ p l}^2$	$-0,045 \text{ p l}^2$	$0,08 \text{ p l}^2$	—	—	—	—	—
3		—	—	—	$-0,121 \text{ p l}^2$	—	—	—	—
4		—	—	—	—	$-0,107 \text{ p l}^2$	—	—	—
5		$0,17 \text{ G l}$	$0,116 \text{ G l}$	$0,116 \text{ G l}$	$-0,161 \text{ G l}$	$-0,107 \text{ G l}$	$0,34 \text{ G}$	$1,20 \text{ G}$	$0,92 \text{ G}$
6		$0,21 \text{ P l}$	$-0,067 \text{ P l}$	$0,183 \text{ P l}$	—	—	—	—	—
7		—	—	—	$-0,181 \text{ P l}$	—	—	—	—
8		—	—	—	—	$-0,16 \text{ P l}$	—	—	—
9		$0,239 \text{ G l}$	$0,111 \text{ G l}$	$0,111 \text{ G l}$	$-0,286 \text{ G l}$	$-0,19 \text{ G l}$	$0,72 \text{ G}$	$2,38 \text{ G}$	$1,81 \text{ G}$
10		$0,286 \text{ P l}$	$-0,127 \text{ P l}$	$0,207 \text{ P l}$	—	—	—	—	—
11		—	—	—	$-0,32 \text{ P l}$	—	—	—	—
12		—	—	—	—	$-0,286 \text{ P l}$	—	—	—
13		$0,295 \text{ G l}$	$0,173 \text{ G l}$	$0,173 \text{ G l}$	$-0,404 \text{ G l}$	$-0,26 \text{ G l}$	$1,1 \text{ G}$	$3,55 \text{ G}$	$2,7 \text{ G}$
14		$0,40 \text{ P l}$	$-0,167 \text{ P l}$	$0,337 \text{ P l}$	—	—	—	—	—
15		—	—	—	$-0,45 \text{ P l}$	—	—	—	—
16		—	—	—	—	$-0,40 \text{ P l}$	—	—	—
17		$0,394 \text{ G l}$	$0,19 \text{ G l}$	$0,19 \text{ G l}$	$-0,516 \text{ G l}$	$-0,342 \text{ G l}$	$1,48 \text{ G}$	$4,69 \text{ G}$	$3,66 \text{ G}$
18		$0,497 \text{ P l}$	$-0,205 \text{ P l}$	$0,395 \text{ P l}$	—	—	—	—	—
19		—	—	—	$-0,581 \text{ P l}$	—	—	—	—
20		—	—	—	—	$-0,516 \text{ P l}$	—	—	—

$G$  = eine in allen Feldern gleichgroße Einzel-  
last (herrührend vom Eigengewicht);

$P$  = eine Einzellast, herrührend von der  
Nutzlast.

Alle Tabellenwerte sind dann noch einmal  
nach dem unter II angegebenen Verfahren kon-  
trolliert.

Beispiel: Der bestehend skizzierte Haupt-  
balken ist zu berechnen (Fig. 2):

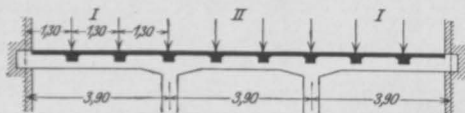


Fig. 2.

$g$  = Eigengewicht des Balkens = 400 kg/m.

$G$  = Eigengewicht des Nebenbalkens = 2000 kg.

$P$  = Nutzlast " " = 4000 kg.

Moment in Feld I:

nach Tabelle II ist

$$\begin{aligned} M_1 &= 0,08 g l^2 + 0,245 G l + 0,289 P l \\ &= 0,08 \cdot 400 \cdot 3,9^2 + 0,245 \cdot 2000 \cdot 3,9 \\ &\quad + 0,289 \cdot 4000 \cdot 3,9 \\ &= 6906 \text{ mkg} \end{aligned}$$

Moment in Feld II:

$$\begin{aligned} M_2 &= 0,025 g l^2 + 0,067 G l + 0,20 P l \\ &= 0,025 \cdot 400 \cdot 3,9^2 + 0,067 \cdot 2000 \cdot 3,9 \\ &\quad + 0,20 \cdot 4000 \cdot 3,9 \\ &= 3795 \text{ mkg}. \end{aligned}$$

Negatives Moment in Feld II:

$$\begin{aligned} -M_2 &= -0,133 P l + 0,025 g l^2 + 0,067 G l \\ &= -0,133 \cdot 4000 \cdot 3,9 + 0,025 \cdot 400 \cdot 3,9^2 \\ &\quad + 0,067 \cdot 2000 \cdot 3,9 \\ &= -1400 \text{ mkg}. \end{aligned}$$

Moment an der Stütze:

$$\begin{aligned} -M_s &= -0,10 g l^2 - 0,267 G l - 0,31 P l \\ &= -0,10 \cdot 400 \cdot 3,9^2 - 0,267 \cdot 2000 \cdot 3,9 \\ &\quad - 0,31 \cdot 4000 \cdot 3,9 \\ &= -7527 \text{ mkg}. \end{aligned}$$

Stützendruck:

$$\begin{aligned} A &= 0,40 g l + 0,35 G + 0,35 P \\ &= 0,40 \cdot 400 \cdot 3,9 + 0,35 \cdot 2000 + 0,35 \cdot 4000 \\ &= 5028 \text{ kg}. \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} B &= 1,1 g l + 1,15 G + 1,15 P \\ &= 1,1 \cdot 400 \cdot 3,9 + 1,15 \cdot 2000 + 1,15 \cdot 4000 \\ &= 15336 \text{ kg}. \end{aligned}$$

NB. Die für die gleichmäßigen Lasten be-  
rechneten Momente liegen theoretisch nicht genau  
an der Stelle der Momente für die Einzellasten.  
Da der Unterschied aber gering ist, so kommt  
dies bei der Dimensionierung nicht in Frage.

II. Die Einzellasten greifen an beliebigen  
Stellen an.

(Hierzu Tabelle IV.)

Für eine Einzellast ist die Momentenfläche als  
Träger auf 2 Stützen ein Dreieck. Für den kon-  
tinuierlichen Träger wird die Momentenfläche nun  
derart ermittelt, daß man vom Angriffspunkt der  
Last die Größe der Öffnung  $l$  nach rechts bzw.  
links aufträgt, dann die Gerade  $m-n$  zieht und  
hierauf  $n-B$ . Letztere schneidet die Senkrechte  
unter dem Festpunkte in  $o$ , durch welchen sich  
nun die Schlußlinie ziehen läßt (Fig. 3):

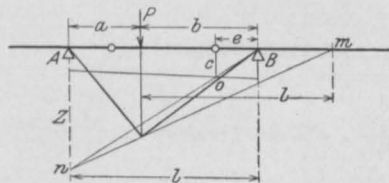


Fig. 3.

Das Moment des Trägers auf 2 Stützen ist

$$M = \frac{P a b}{l}.$$

Ist hierin

$$a = \alpha l$$

so wird

$$b = \beta l,$$

$$M = P l \alpha \beta,$$

Es ist nun

$$z : (l + \alpha l) = P l \alpha \beta : l$$

und

$$z : l = c : e.$$

Daraus wird

$$c = \frac{(l + \alpha l) P l \alpha \beta}{l^2} \cdot e$$

$$= P \alpha \beta (1 + \alpha) e.$$

Ist hierin

$$\alpha \beta (1 + \alpha) = k,$$

so wird

$$c = P k e \dots \dots \dots (1)$$

a) Für das Randfeld eines kontinuierlichen  
Trägers, dessen Endstütze frei aufliegt, ist dann  
(Fig. 4):

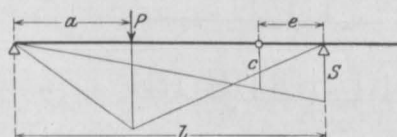


Fig. 4.

$$c : (l - e) = s : l.$$

Den Wert aus Gl. (1) eingesetzt

$$s = P k e \frac{l}{l - e} \dots \dots \dots (2)$$

Tabelle IV.

$\frac{a}{l}$	3 Stützen.		4 Stützen.				5 Stützen.					
	$s_1$	$s_2$	$s_1$	$s_2$	$s_3$	$s_4$	$s_1$	$s_2$	$s_3$	$s_4$	$s_5$	$s_6$
0,05	0,0125	0,0232	0,0132	0,0115	0,0071	0,025	0,0135	0,0213	0,0077	0,020	0,0074	0,0251
0,10	0,0248	0,0427	0,0261	0,039	0,0150	0,045	0,0267	0,0387	0,0161	0,042	0,0143	0,0462
0,15	0,0368	0,059	0,0388	0,0531	0,0235	0,062	0,0397	0,0527	0,0252	0,0571	0,0225	0,0637
0,20	0,048	0,072	0,0507	0,064	0,032	0,076	0,0518	0,0634	0,0343	0,0689	0,031	0,0777
0,25	0,0585	0,082	0,0618	0,0719	0,0405	0,087	0,0632	0,0711	0,0436	0,0773	0,039	0,0886
0,30	0,0683	0,0893	0,072	0,077	0,049	0,094	0,0737	0,0761	0,0526	0,0828	0,0476	0,0964
0,35	0,0768	0,0938	0,081	0,0795	0,0569	0,099	0,0829	0,0785	0,0611	0,0856	0,0554	0,101
0,40	0,084	0,096	0,089	0,080	0,064	0,101	0,0907	0,0788	0,0688	0,0860	0,0625	0,104
0,45	0,0898	0,0958	0,095	0,0782	0,0702	0,101	0,0969	0,0797	0,0725	0,0840	0,0647	0,103
0,50	0,0938	0,0938	0,099	0,075	0,075	0,099	0,101	0,0736	0,0776	0,0776	0,0736	0,101
0,55	0,0958	0,0898	0,101	0,0702	0,0782	0,095	0,103	0,0647	0,0840	0,0725	0,0797	0,0969
0,60	0,096	0,084	0,101	0,064	0,080	0,089	0,104	0,0625	0,0860	0,0688	0,0788	0,0907
0,65	0,0938	0,0768	0,099	0,0569	0,0795	0,081	0,101	0,0554	0,0856	0,0611	0,0785	0,0829
0,70	0,0893	0,0683	0,094	0,049	0,077	0,072	0,0964	0,0476	0,0828	0,0526	0,0761	0,0737
0,75	0,082	0,0585	0,087	0,0405	0,0719	0,0618	0,0886	0,039	0,0773	0,0436	0,0711	0,0632
0,80	0,072	0,048	0,076	0,0320	0,064	0,0507	0,0777	0,031	0,0689	0,0343	0,0634	0,0518
0,85	0,059	0,0368	0,062	0,0235	0,0531	0,0388	0,0637	0,0225	0,0571	0,0252	0,0527	0,0397
0,90	0,0427	0,0248	0,045	0,0150	0,039	0,0261	0,0462	0,0143	0,0420	0,0161	0,0387	0,0267
0,95	0,0232	0,0125	0,025	0,0071	0,0115	0,0132	0,0251	0,0074	0,020	0,0077	0,0213	0,0135

$\times P \cdot l$

Für den Träger auf 3 Stützen ist

$$e = 0,20 \, l$$

$$1 - e = 0,80 \, l,$$

somit

$$s = P k l \cdot 0,25 \dots \dots \dots (3)$$

Für den Träger auf 4 Stützen ist

$$e = 0,209 \, l$$

$$1 - e = 0,791 \, l,$$

somit

$$s = P k l \cdot 0,264 \dots \dots \dots (4)$$

Für den Träger auf 5 Stützen ist

$$e = 0,212 \, l$$

$$1 - e = 0,788 \, l,$$

somit

$$s = P k l \cdot 0,27 \dots \dots \dots (5)$$

b) Für das Mittelfeld eines kontinuierlichen Trägers ist (Fig. 5):

$$c_1 = P k e_1;$$

$$c_2 = P k_1 e_2$$

$$k_1 = \alpha \beta (1 + \beta).$$

Für den Träger auf 4 Stützen ist

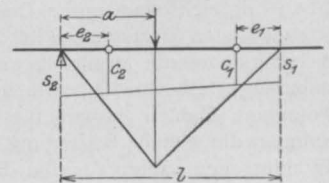


Fig. 5.

$$e_1 = 0,20 \, l$$

$$e_2 = 0,20 \, l$$

somit

$$c_1 = P k l \cdot 0,20 \dots \dots \dots (6)$$

$$c_2 = P k_1 l \cdot 0,20 \dots \dots \dots (7)$$

Für den Träger auf 5 Stützen ist

$$e_1 = 0,211 \, l$$

$$e_2 = 0,20 \, l,$$



somit

$$c_1 = P k l \cdot 0,211 \dots (8)$$

$$c_2 P k l \cdot 0,200 \dots (9)$$

Es gelten weiter folgende Beziehungen:

$$c_2 - c_1 : l - e_2 - e_1 = x_1 : e_1$$

$$c_2 - c_1 : l - e_2 - e_1 = x_2 : e_2,$$

hieraus

$$x_1 = \frac{(c_2 - c_1) e_1}{l - e_2 - e_1}$$

$$x_2 = \frac{(c_2 - c_1) e_2}{l - e_2 - e_1}.$$

Für den Träger auf 4 Stützen ist

$$x_1 = (c_2 - c_1) \cdot 0,333 \dots (10)$$

$$x_2 = (c_2 - c_1) \cdot 0,333 \dots (11)$$

Für den Träger auf 5 Stützen ist

$$x_1 = (c_2 - c_1) \cdot 0,36 \dots (12)$$

$$x_2 = (c_2 - c_1) \cdot 0,34 \dots (13)$$

Es folgt dann

$$s_1 = c_1 - x_1 \dots (14)$$

$$s_2 = c_2 + x_2 \dots (15)$$

Mit Hilfe der Tabelle IV. welche auf Grund der vorgenannten Gleichungen aufgestellt ist, lassen sich nun alle Werte von  $s$  für die verschiedenen Verhältnisse  $\frac{a}{l}$  berechnen.

An einem Beispiel soll die Anwendung der Tabelle kurz gezeigt werden (Fig. 6):

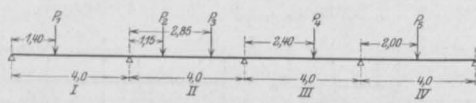


Fig. 6.

Feld I.

$$\frac{a}{l} = \frac{1,4}{12,0} = 0,35; \quad s_1 = 0,0829 P_1 l.$$

Feld II.

$$\frac{a}{l} = \frac{1,15}{12,0} = 0,30; \quad s_2 = 0,0761 P_2 l$$

$$s_3 = 0,0526 P_2 l$$

$$\frac{a}{l} = \frac{2,85}{12,0} = 0,70; \quad s_2 = 0,0476 P_3 l$$

$$s_3 = 0,0828 P_3 l.$$

Feld III.

$$\frac{a}{l} = \frac{2,4}{12,0} = 0,60; \quad s_4 = 0,0688 P_4 l$$

$$s_5 = 0,0788 P_4 l.$$

Feld IV.

$$\frac{a}{l} = \frac{2,0}{12,0} = 0,50; \quad s_6 = 0,101 P_5 l.$$

Nach Auftragen der Momentenflächen werden die Werte von  $s$  addiert und hierauf in bekannter Weise die Schlußlinien gezogen.

## DIE EINFLUSSLINIEN MHRFACH GESTÜTZTER RAHMENTRÄGER.

Von Dr.-Ing. H. Marcus, Breslau.

(Fortsetzung von S. 163.)

Um den Einfluß der Querschnittsverhältnisse zu erkennen, haben wir die gleiche Untersuchung für verschiedene Werte von  $\frac{J_a}{J_i}$  und  $\frac{1}{h_i}$  durchgeführt und die Ergebnisse in Tafel I zusammengefaßt. Zugleich sind unter Berücksichtigung der ungünstigsten Belastungsfälle die Grenzwerte der Biegemomente ermittelt und in Tafel II zusammengestellt worden. Die in dieser Weise gewonnenen Zahlen haben für den dreifeldrigen Rahmen die gleiche Bedeutung wie die bekannten Winklerschen Zahlen für den dreifeldrigen Balken mit frei drehbaren Stützpunkten.

Handelt es sich beispielsweise um ein Tragwerk mit der Spannweite  $l = 12,0$  m und der Belastung  $g = p = 2,0$  t/m, so erhält man, wenn

$$\frac{1}{h_i(e)} = \frac{3}{4} \frac{1}{h_i(g)} = 1, \quad \frac{h_a}{h_i} = \frac{1}{4}$$

angenommen wird:

$$Y_0 = -\frac{l^2}{12} (0,8163 g + 0,9796 p)$$

$$= -2 \cdot \frac{12^2}{12} (0,8163 + 0,9796) = -43,10 \text{ tm}$$

$$M_1 = +\frac{l^2}{12} (0,5612 g + 0,6735 p)$$

$$= +2 \cdot \frac{12^2}{12} (0,5612 + 0,6735) = +29,63 \text{ tm}$$

$$X_1^0 = -\frac{l^2}{12} (1,0613 g + 1,1231 p)$$

$$= -2 \cdot \frac{12^2}{12} (1,0613 + 1,1231) = -52,43 \text{ „}$$

$$X_1(e) = -\frac{l^2}{12} (1,0613 g + 1,1743 p)$$

$$= -2 \cdot \frac{12^2}{12} (1,0613 + 1,1743) = -53,65 \text{ „}$$

$$X_1(g) = -\frac{l^2}{12} (1,0613 g + 1,2245 p)$$

$$= -2 \cdot \frac{12^2}{12} (1,0613 + 1,2245) = -54,86 \text{ „}$$

$$Y_0^1 = -\frac{l^2}{12} (1,0203 g + 1,1472 p)$$

$$= -2 \cdot \frac{12^2}{12} (1,0203 + 1,1472) = -52,02 \text{ „}$$

$$\begin{aligned}
 Y_1(e) &= -\frac{l^2}{12} (1,0203 \text{ g} + 1,1236 \text{ p}) \\
 &= -2 \cdot \frac{12^2}{12} (1,0203 + 1,1236) = -51,45 \text{ tm} \\
 Y_1(g) &= -\frac{l^2}{12} (1,0203 \text{ g} + 1,1004 \text{ p}) \\
 &= -2 \cdot \frac{12^2}{12} (1,0203 + 1,1004) = -50,90 \text{ „} \\
 X_1 - Y_1 &= -\frac{l^2}{12} (0,0410 \text{ g} + 0,4491 \text{ p}) \\
 &= -2 \cdot \frac{12^2}{12} (0,0410 + 0,4491) = -11,52 \text{ „} \\
 M_{II} &= +\frac{l^2}{12} (0,4797 \text{ g} + 0,7041 \text{ p}) \\
 &= +2 \cdot \frac{12^2}{12} (0,4797 + 0,7041) = +28,41 \text{ „}
 \end{aligned}$$

Die Zeiger (e) und (g) beziehen sich hierbei, wie immer, auf den eingespannten bzw. auf den gelenkartig gelagerten Rahmen. Zum Vergleich sind auch die für den Träger mit unverrückbaren Knotenpunkten geltenden Grundwerte angeführt. Eine nähere Prüfung dieser Zahlen sowie der in den Tafeln I und II eingetragenen Werte führt zu folgenden Ergebnissen:

Die Spannungsverteilung ist von der Vertei-

lung der Querschnittsgrößen merklich beeinflusst. Je stärker die Endständer im Verhältnis zu den Mittelständern sind, um so größer ist ihr Biegungswiderstand im Vergleich zu demjenigen der Mittelstützen. Je steifer andererseits der Riegel ausgebildet wird, um so geringer sind die von den Innen- und namentlich von den Außenständern aufzunehmenden Biegemomente.

Die wagerechte Verrückung der Knotenpunkte hat keinen Einfluß auf die Grenzwerte der Biegemomente für die in der Feldmitte oder am oberen Ende der Ständer befindlichen Querschnitte, weil für dieselben nur symmetrische Belastungsfälle in Betracht kommen. Hingegen sind die Stützenmomente des Riegels von dieser Verrückung, und zwar beim gelenkartigen Rahmen in stärkerem Maße als beim eingespannten abhängig. Die Verschiebung selbst ist jedoch um so geringer, je steifer die Innen- und besonders die Außenständer im Vergleich zum Riegel gestaltet werden. Zwischen den Stützenmomenten des unverrückbaren und denjenigen des verrückbaren Riegels kann infolge der Nutzlast ein Unterschied von 10–15% bestehen. Im ganzen erkennt man, daß, bei Tragwerken mit regelmäßiger Gliederung und gleichgestalteten Stabzügen, die Annahme einer wagerechten Unverrückbarkeit der Knoten-

(Fortsetzung S. 189.)

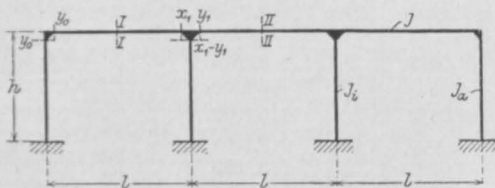
Tafel II.

Grenzwerte der Biegemomente für die Hauptquerschnitte des dreifeldrigen Rahmens.

Querschnitts- verhältnisse	Lagerungs- art	Moment	Einfluß von g		Einfluß von $p_{\max}$		Einfluß von $p_{\min}$	
			Bela- stung	Beizahl	Bela- stung	Beizahl	Bela- stung	Beizahl
$\frac{1}{h_i(e)} = \frac{3}{4} \frac{1}{h_i(g)} = 1$ $h_a = \frac{1}{4} h_i$	$\alpha = \beta = \gamma$	$Y_0$	A	− 0,8163	B	+ 0,1633	C	− 0,9796
	$\alpha = \beta = \gamma$	$M_I$	„	+ 0,5612	C	+ 0,6735	B	− 0,1123
	$\alpha$	$X_1$	„	− 1,0613	D	+ 0,0618	E	− 1,1231
	$\beta$	$X_1$	„	− 1,0613	„	+ 0,1130	„	− 1,1743
	$\gamma$	$X_1$	„	− 1,0613	„	+ 0,1632	„	− 1,2245
	$\alpha$	$Y_1$	„	− 1,0203	D	+ 0,1269	E	− 1,1472
	$\beta$	$Y_1$	„	− 1,0203	„	+ 0,1033	„	− 1,1236
	$\gamma$	$Y_1$	„	− 1,0203	„	+ 0,0801	„	− 1,1004
	$\alpha = \beta = \gamma$	$X_1 - Y_1$	„	− 0,0410	B	+ 0,4081	C	− 0,4491
	$\alpha = \beta = \gamma$	$M_{II}$	„	+ 0,4797	B	+ 0,7041	C	− 0,2244
	$\alpha = \beta = \gamma$	$Y_0$	A	− 0,5263	B	+ 0,1053	C	− 0,6316
	$\alpha = \beta = \gamma$	$M_I$	„	+ 0,6579	C	+ 0,7895	B	− 0,1316
$\frac{1}{h_i(e)} = \frac{3}{4} \frac{1}{h_i(g)} = 1$ $h_a = h_i$	$\alpha$	$X_1$	„	− 1,1579	D	+ 0,0682	E	− 1,2261
	$\beta$	$X_1$	„	− 1,1579	„	+ 0,0929	„	− 1,2508
	$\gamma$	$X_1$	„	− 1,1579	„	+ 0,1052	„	− 1,2631
	$\alpha$	$Y_1$	„	− 1,0527	D	+ 0,1462	E	− 1,1989
	$\beta$	$Y_1$	„	− 1,0527	„	+ 0,1277	„	− 1,1804
	$\gamma$	$Y_1$	„	− 1,0527	„	+ 0,1184	„	− 1,1711
	$\alpha = \beta = \gamma$	$X_1 - Y_1$	„	− 0,1052	B	+ 0,4211	C	− 0,5263
	$\alpha = \beta = \gamma$	$M_{II}$	„	+ 0,4473	B	+ 0,7105	C	− 0,2632

Querschnitts- verhältnisse	Lagerungs- art	Moment	Einfluß von g		Einfluß von p <sub>max</sub>		Einfluß von p <sub>min</sub>	
			Bela- stung	Beizahl	Bela- stung	Beizahl	Bela- stung	Beizahl
$\frac{1}{h_i(e)} = \frac{3}{4} \frac{1}{h_i(g)} = 1$ $h_a = 2 h_i$	$\left. \begin{array}{l} \alpha = \beta = \gamma \\ \alpha = \beta = \gamma \\ \alpha = \beta = \gamma \\ \alpha = \beta = \gamma \\ \alpha = \beta = \gamma \\ \alpha = \beta = \gamma \end{array} \right\}$	$Y_0$	A	-0,3572	B	+0,0714	C	-0,4286
		$M_I$	"	+0,7142	C	+0,8570	B	-0,1428
		$X_1$	"	-1,2145	D	+0,0713	E	-1,2858
		$Y_1$	"	-1,0713	D	+0,1572	E	-1,2285
		$X_1 - Y_1$	"	-0,1432	B	+0,4286	C	-0,5718
		$M_{II}$	"	+0,4287	B	+0,7143	C	-0,2856
$\frac{1}{h_i(e)} = \frac{3}{4} \frac{1}{h_i(g)} = 1$ $h_a = 4 h_i$	$\left. \begin{array}{l} \alpha = \beta = \gamma \\ \alpha = \beta = \gamma \\ \alpha \\ \beta \\ \gamma \\ \alpha \\ \beta \\ \gamma \\ \alpha = \beta = \gamma \\ \alpha = \beta = \gamma \end{array} \right\}$	$Y_0$	A	-0,2174	B	+0,0435	C	-0,2609
		$M_I$	"	+0,7609	C	+0,9130	B	-0,1521
		$X_1$	"	-1,2609	D	+0,0737	E	-1,3346
		$X_1$	"	-1,2609	"	+0,0526	"	-1,3135
		$X_1$	"	-1,2609	"	+0,0434	"	-1,3043
		$Y_1$	"	-1,0869	D	+0,1660	E	-1,2529
		$Y_1$	"	-1,0869	"	+0,1931	"	-1,2800
		$Y_1$	"	-1,0869	"	+0,2050	"	-1,2919
		$X_1 - Y_1$	"	-0,1740	B	+0,4348	C	-0,6088
		$M_{II}$	"	+0,4131	B	+0,7174	C	-0,3043
$\frac{1}{h_i(e)} = \frac{3}{4} \frac{1}{h_i(g)} = \frac{1}{4}$ $h_a = \frac{1}{4} h_i$	$\left. \begin{array}{l} \alpha = \beta = \gamma \\ \alpha = \beta = \gamma \\ \alpha \\ \beta \\ \gamma \\ \alpha \\ \beta \\ \gamma \\ \alpha = \beta = \gamma \\ \alpha = \beta = \gamma \end{array} \right\}$	$Y_0$	A	-0,5385	B	+0,1538	C	-0,6923
		$M_I$	"	+0,6730	C	+0,8654	B	-0,1924
		$X_1$	"	-1,1155	D	+0,1281	E	-1,2436
		$X_1$	"	-1,1155	"	+0,1817	"	-1,2972
		$X_1$	"	-1,1155	"	+0,2115	"	-1,3270
		$Y_1$	"	-1,0770	D	+0,1648	E	-1,2418
		$Y_1$	"	-1,0770	"	+0,1648	"	-1,2418
		$Y_1$	"	-1,0770	"	+0,1648	"	-1,2418
		$X_1 - Y_1$	"	-0,0385	B	+0,1538	C	-0,1923
		$M_{II}$	"	+0,4230	B	+0,8077	C	-0,3847

Stabzug.



Bezeichnungen:

$$h \frac{J}{J_i} = h_i$$

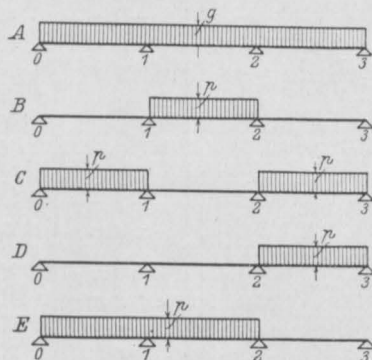
$$h \frac{J}{J_a} = h_a$$

Bemerkungen.

Alle Momentenwerte sind mit  $\frac{g l^2}{12}$  bzw.  $\frac{p l^2}{12}$  zu vervielfachen.

Die Zeiger (e) bzw. (g) gelten für den eingespannten bzw. für den gelenkartig gelagerten Ständer.

Belastungsarten.

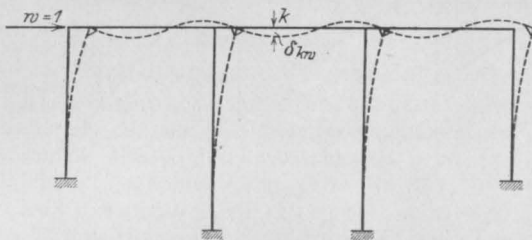


Die Grundwerte  $\alpha$  beziehen sich auf das Tragwerk mit unverrückbarem Riegel, während unter  $\beta$  und  $\gamma$  die endgültigen Spannungswerte des eingespannten oder gelenkigen Rahmens zu verstehen sind.

punkte wohl eine Verschiebung, jedoch solange es sich nur um lotrechte Belastung handelt, keine Verzerrung des Spannungsbildes zur Folge hat und daß sie in vielen Fällen Ergebnisse liefert, die für die praktische Querschnittsabmessung ausreichend zuverlässig erscheinen. Bei Tragwerken mit unregelmäßiger Felderteilung und ungleich hohen Ständern ist es hingegen fraglich, ob die gleiche Annahme als hinreichend gerechtfertigt angesehen werden darf. Eine genauere Untersuchung der Größe der Knotenpunktverschiebung mit Hilfe der Einflußlinien dürfte daher in solchen Fällen die sicherste Grundlage für die Prüfung des Spannungszustandes bilden.

#### § 4. Die Einflußlinie für die wagerechte Verrückung der Knotenpunkte.

Greift in Richtung der Riegelachse eine Kraft  $W=1$  an, so erfährt der Punkt  $k$  des Balkens



$$\begin{aligned} 2 q_0 \left( \frac{1}{l'_1} + \frac{1}{h'_0} \right) + \frac{q_1}{l'_1} &= 3 \psi_0(w) \cdot \frac{1}{h'_0} \cdot \frac{h_0}{h_1} \\ \frac{q_0}{l'_1} + 2 q_1 \left( \frac{1}{l'_1} + \frac{1}{l'_2} + \frac{1}{h'_1} \right) + \frac{q_2}{l'_2} &= 3 \psi_0(w) \cdot \frac{1}{h'_1} \cdot \frac{h_0}{h_1} \\ &\dots \dots \dots \\ \frac{q_{m-1}}{l'_m} + 2 q_m \left( \frac{1}{l'_m} + \frac{1}{l'_{m+1}} + \frac{1}{h'_m} \right) + \frac{q_{m+1}}{l'_{m+1}} &= 3 \psi_0(w) \cdot \frac{1}{h'_m} \cdot \frac{h_0}{h_m} \\ &\dots \dots \dots \\ \frac{q_{n-1}}{l'_n} + 2 q_n \left( \frac{1}{l'_n} + \frac{1}{h'_n} \right) &= 3 \psi_0(w) \cdot \frac{1}{h'_n} \cdot \frac{h_0}{h_n} \end{aligned}$$

die Werte:

$$H_m = \frac{q_m}{h_m} = \frac{q'_m \cdot \psi_0(w)}{h'_m} = \frac{6 q_m - 12 \psi_m}{h_m h'_m} \left( q'_m - \frac{2 h_0}{h_m} \right).$$

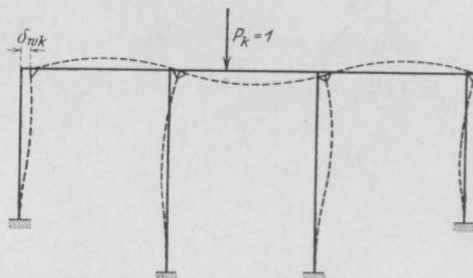


Fig. 6.

eine Senkung  $\delta_{kw}$  (Abb. 6). Eine lotrechte Last  $P_k=1$ , im Punkte  $k$  wirkend, ruft hingegen eine wagerechte Verrückung der Riegelachse um  $\delta_{wk}$  hervor. Nach dem Maxwellschen Satze über die Gegenseitigkeit der elastischen Verschiebungen ist:

$$\delta_{kw} = \delta_{wk}.$$

Mithin auch:

$$\delta_{wk} = \eta_0 = \frac{h_0 \psi_0}{E J_c} = \delta_{kw} \dots \dots \dots (28)$$

Diese Gleichung besagt, daß die Ordinaten der  $\frac{h_0 \psi_0}{E J_c}$ -Linie mit den Ordinaten der Biegelinie des Tragwerks für den Belastungszustand  $W=1$  vollkommen übereinstimmt. Werden diese Ordinaten mit  $\frac{E J_c}{h_0}$  vervielfacht, so wird die  $\psi_0$ -Linie selbst gewonnen. Unsere Aufgabe ist somit auf die Bestimmung der Biegelinie für eine in der Riegelachse angreifende Kraft  $W=1$  zurückgeführt.

Für diesen Belastungszustand liefern die allgemeinen Elastizitätsgleichungen des eingespannten Rahmens

Die Gleichgewichtsbedingung der wagerechten Kräfte lautet jetzt:

$$\sum_{m=0}^{m=n} H_m + W = 0,$$

oder:

$$\sum_{m=0}^{m=n} H_m = -W = -1 \dots \dots \dots (29)$$

Die Entwicklung dieser Gleichung führt zu dem Ausdruck:

$$\psi_0(w) = \frac{1}{12 \sum_{m=0}^{m=n} \frac{1}{h_m h'_m} \left( \frac{h_0}{h_m} - \frac{1}{2} q'_m \right)} \dots \dots \dots (30)$$

Der Zeiger  $(w)$  deutet hierbei an, daß es sich um diejenige wagerechte Verrückung handelt, die durch die Kraft  $W=1$  hervorgerufen wird.

Demgemäß ergibt sich:

$$q_m = q'_m \cdot \psi_0(w) = \frac{q'_m}{12 \sum_{m=0}^{m=n} \frac{1}{h_m h'_m} \left( \frac{h_0}{h_m} - \frac{1}{2} q'_m \right)} \dots \dots \dots (31)$$

und nach Gl. (14/15):

$$\left. \begin{aligned} X_m &= -\frac{4q_m + 2q_{m-1}}{l'_m} \\ &= -\frac{2q'_m + q'_{m-1}}{6l'_m \sum_{m=0}^{m=n} \frac{1}{h_m h'_m} \left( h_0 - \frac{1}{2}q'_m \right)} \\ Y_m &= \frac{4q_m + 2q_{m+1}}{l'_{m+1}} \\ &= +\frac{2q'_m + q'_{m+1}}{6l'_{m+1} \sum_{m=0}^{m=n} \frac{1}{h_m h'_m} \left( h_0 - \frac{1}{2}q'_m \right)} \end{aligned} \right\} \quad (32)$$

Handelt es sich um einen gelenkartig gelagerten Rahmen, so gelangt man auf Grund einer ähnlichen Überlegung zu den Werten:

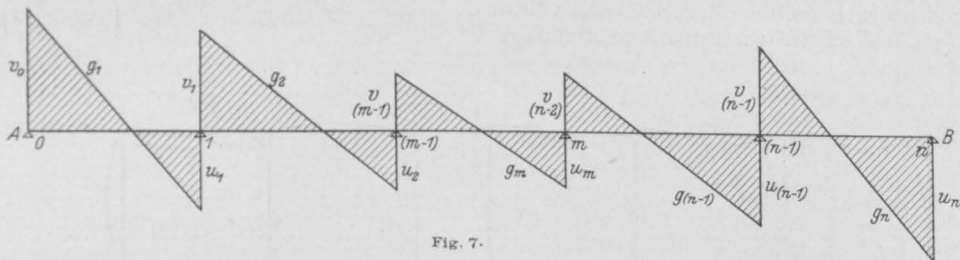


Fig. 7.

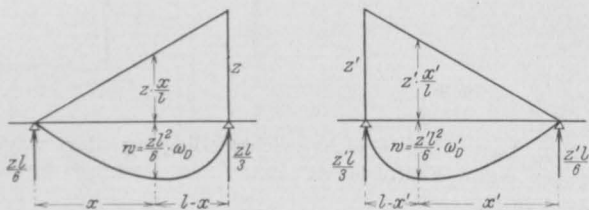


Fig. 8.

$$\psi_0^{(w)} = \frac{1}{3 \sum_{m=0}^{m=n} \frac{1}{h_m h'_m} \left( h_0 - q'_m \right)} \quad (30a)$$

$$q_m = \frac{q'_m}{3 \sum_{m=0}^{m=n} \frac{1}{h_m h'_m} \left( h_0 - q'_m \right)} \quad (31a)$$

$$\left. \begin{aligned} X_m &= -\frac{2}{3l'_m} \frac{(2q'_m + q'_{m-1})}{\sum_{m=0}^{m=n} \frac{1}{h_m h'_m} \left( h_0 - q'_m \right)} \\ Y_m &= \frac{2}{3l'_{m+1}} \frac{(2q'_m + q'_{m+1})}{\sum_{m=0}^{m=n} \frac{1}{h_m h'_m} \left( h_0 - q'_m \right)} \end{aligned} \right\} \quad (32a)$$

Durch die Größen  $X_m, Y_m$  ist jetzt die Gestalt der Momentenfläche für den Belastungszustand  $W=1$  eindeutig festgelegt. Wird diese Momenten-

fläche als Belastung des Riegels aufgefaßt, so stellt nach dem Mohrschen Lehrsatz die entsprechende Seillinie die E J-fache Biegelinie und somit auch die  $\frac{EJ}{EJ_c} \cdot h_0$ -fache  $\psi_0$ -Linie dar. Um die  $\psi_0$ -Linie selbst zu erhalten, kann man also das nachstehende Verfahren anwenden.

Man bestimmt zunähst die Größen

$$\left. \begin{aligned} u_m &= \frac{X_m}{h_0} = -\frac{1}{6h_0 l'_m} \frac{(2q'_m + q'_{m-1})}{\sum_{m=0}^{m=n} \frac{1}{h_m h'_m} \left( h_0 - \frac{1}{2}q'_m \right)} \\ v_{m-1} &= \frac{Y_{m-1}}{h_0} = \frac{1}{6h_0 l'_m} \frac{2q'_{m-1} + q'_m}{\sum_{m=0}^{m=n} \frac{1}{h_m h'_m} \left( h_0 - \frac{1}{2}q'_m \right)} \end{aligned} \right\} \quad (33)$$

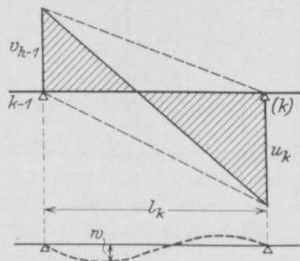


Fig. 9.

für den eingespannten, beziehungsweise

$$\left. \begin{aligned} u_m &= \frac{X_m}{h_0} = -\frac{2}{3h_0 l'_m} \frac{2q'_m + q'_{m-1}}{\sum_{m=0}^{m=n} \frac{1}{h_m h'_m} \left( h_0 - q'_m \right)} \\ v_{m-1} &= \frac{Y_{m-1}}{h_0} = \frac{2}{3h_0 l'_m} \frac{2q'_{m-1} + q'_m}{\sum_{m=0}^{m=n} \frac{1}{h_m h'_m} \left( h_0 - q'_m \right)} \end{aligned} \right\} \quad (33a)$$

für den gelenkartig gelagerten Rahmen, und zwar der Reihe nach für die Punkte  $m=0, 1, 2, \dots, n$ , trägt diese Größen als Strecken über den jeweiligen Stützpunkt auf, verbindet die zugehörigen Endpunkte jedes Feldes durch Geraden  $g_1, g_2, \dots, g_n$  miteinander und erhält in dieser Weise die durch die Achse AB einerseits und die Geraden  $g_m$  andererseits begrenzte Belastungsfläche (Fig. 7). Die zugehörige Seillinie



mit der Polweite  $\xi = 1$  gezeichnet, stellt unmittelbar die  $\frac{E J_m}{h_0}$ -fache  $\phi_{kw}$ -Linie, oder die  $\frac{J_m}{J_c}$ -fache  $\psi_0$ -Linie dar. Will man die Ordinaten  $w$  dieser Seillinie analytisch bestimmen, so kann man, je nachdem die Belastungsfläche ein Dreieck von der Höhe  $z$  oder  $z'$  (Fig. 8) ist, die Formeln

$$\left. \begin{aligned} w &= \frac{l^2}{6} z \left( \frac{x}{l} - \frac{x^3}{l^3} \right) = \frac{l^2}{6} z \omega_D \\ \text{bzw.} \quad w &= \frac{l^2}{6} z' \left( \frac{x'}{l} - \frac{x'^3}{l^3} \right) = \frac{l^2}{6} z' \omega'_D \end{aligned} \right\} \dots (34)$$

verwenden. Die Beizahlen  $\omega_D$ ,  $\omega'_D$  sind hierbei aus Tafeln III zu entnehmen.

Für das  $k^{\text{te}}$  Feld ergibt sich demgemäß (Fig. 9):

$$\frac{J_k}{J_c} \psi_0 = w = \frac{l_k^2}{6} (\omega_D u_k + \omega'_D v_{k-1}),$$

oder auch:

$$\psi_0 = \frac{J_c}{J_k} w = \frac{J_c}{J_k} \cdot l_k^2 (\omega_D u_k + \omega'_D v_{k-1}) \dots (35)$$

Mit Hilfe dieser Gleichungen kann die  $\psi_0$ -Linie außerordentlich rasch errechnet werden. Die genaue Lösung der Aufgabe bietet, wie man sieht, keinerlei Schwierigkeiten. (Fortsetzung folgt.)

## LITERATURSCHAU.

*Bearbeitet von Bauamtmann R. Schober, Dresden.*

*L. bedeutet Hinweis auf die in der Zeitschrift „Armierter Beton“ früher erschienene Literaturschau.*

### I. Der Baustoff.

#### 1. Herstellung und Verarbeitung.

Ringbildung beim Drehrohrofen. Die Beseitigung der am Ofenfutter festgeschmolzenen sinternden Masse durch Abschießen wird beschrieben. Tonindustrie-Ztg. 1915. Nr. 80.

Zur Frage über den Einfluß der niedrigen Temperaturen auf Zement-Mörtel. Vorläufige Mitteilung von Prof. N. M. Abramoff, Direktor der Materialprüfungs-Anstalt am Donschen Polytechnischen Institut zu Nowotscherkask (Süd-Rußland). Eine Reihe von Versuchen, um den Einfluß von niedrigen Temperaturen festzustellen, werden beschrieben und die Ergebnisse mitgeteilt. Zeitschrift für Betonbau 1915. Heft 6.

Das Rüttelverfahren. Eine neue Art zur Herstellung von Zementbeton-Massegegenständen. (Patente d. F. Gebr. Friesecke in Berlin W.) Von Gemeindebaurat H. Grotjan in Berlin-Britz. Mit Abb. wird ein Verfahren beschrieben, bei dem der Beton nicht in die Formen eingestampft, sondern durch maschinelle Einrichtungen fest eingerüttelt wird. Die verschiedene Verwendungsmöglichkeit wird besprochen und die Ergebnisse einer ganzen Anzahl von Versuchen an so hergestellten Bauteilen werden mitgeteilt. Deutsche Bauztg., Mitteilungen, 1915. Nr. 13.

Das Verhalten der Bestandteile des Grundwassers gegen Beton und Eisenbeton. Von Professor Dr. P. Rohland, Stuttgart. Verfasser bespricht die Ursachen und Wirkungen einer ganzen Anzahl von Zerstörungserscheinungen an Beton- und Eisenbetonbauwerken infolge von Grundwasser. Gleichzeitig werden aber noch die Mittel zu ihrer Verhütung angegeben. Zeitschrift für Betonbau 1915. Heft 5.

#### 2. Prüfung und Untersuchung.

— — —

#### 3. Wirtschaftliches.

— — —

### II. Theorie.

Trägheits- und Widerstandsmomente von Querschnitten teilweise behauener Rundhölzer. Von Dr. Leo Hanska, Adjunkt a. d. k. k. Hochschule für Bodenkultur in Wien. Die Trägheits- und Widerstandsmomente für alle möglichen Formen behauener Rundhölzer werden genau berechnet, in Tabellen zusammengestellt und in den Ergebnissen der Unterschied zwischen genauer und annähernder Berechnung gezeigt. Österreichische Wochenschrift f. d. öffentlichen Bauwesen 1915. Heft 26.

Bauplatzstatik. Von Dr. Arnold Moser, Ingenieur, Privatdozent a. d. Eidg. Techn. Hochschule in Zürich. Verfasser bringt in einer ausführlichen Abhandlung ein einfaches Dimensionierungsverfahren für die wichtigsten Grundelemente der Konstruktionen, Balken und Säulen. Diese Regeln erlauben mit geringem Aufwand an Zeit und Mühe sogar schwierigere statische Berechnungen ohne weiteres entweder im Kopfe oder mit Hilfe eines gewöhnlichen Rechenschiebers auf dem Bauplatze auszuführen. Es soll das auf dem Bauplatz übliche gelegentliche Dimensionieren von Trägern und Stützen durch bloßes Schätzen endlich durch ein, wenn auch noch so einfaches Rechnen ersetzt werden. Die Abhandlung gliedert sich in zwei Abschnitte: Im ersten wird die Dimensionierung der üblichen Holzbalken und Walzträger, im zweiten diejenige der Stützen aus



Holz, I-I-Eisen und Gußeisen angegeben und durch zahlreiche charakteristische Zahlenbeispiele erläutert. Mit Abb. Schweizerische Bauzeitung 1915. Bd. 65 Nr. 24 u. 25, Bd. 66 Nr. 3 u. 4.

Über das Auftreten von Normalspannungen bei Torsion prismatischer Stäbe. Von Dr.-Ing. Markus Reiner, k. k. Landsturminenieur der k. u. k. Fortifikationsbauleitung Ost. Verfasser sucht eine strenge Lösung der Gleichungen der mathematischen Elastizitätstheorie zu finden, aus der das Auftreten von Normalspannungen in Querschnitten des tordierten Stabes folgt, wobei er insbesondere die in den Besitzstand der technischen Mechanik übergegangene Theorie von St. Venant einer Revision unterzieht. Er zeigt am Beispiel des Stabes mit elliptischem Querschnitt, was an Stelle der Theorie von St. Venant zu treten hätte. Österreichische Wochenschrift f. d. öffentlichen Baudienst 1915. Heft 23.

Begrenzung der Zugspannungen des Betons im Eisenbetonbau. Von Professor Hager, München. Unter dieser Überschrift hat im Zentralblatt 1914, S. 204, Professor Mörsch ein Rechnungsverfahren veröffentlicht, wonach in einfacher Weise die Abmessungen der Stege von Plattenbalken so bestimmt werden können, daß die rechnerischen Zugspannungen  $\sigma_{bz}$  des Betons eine angenommene obere Grenze nicht überschreiten. Verfasser hat für diese Rechnungswerte eine Tafel entwickelt, aus der die gewünschten Rechnungsergebnisse ohne Rechnung und ohne Zeichnung abgelesen werden können. Diese Tafel ist abgedruckt. Ihre Anwendung wird an einem Beispiel gezeigt. Zentralblatt der Bauverwaltung 1915. Nr. 59.

Kritik und Richtigstellung der gebräuchlichen Methoden zur Berechnung von Eisenbetonquerschnitten auf Biegung und Druck. Von B. Löser, i. Fa. Kell u. Löser, Dresden-Hamburg. Die vorliegende Arbeit bezweckt den Nachweis, daß im Rahmenbau „das auf die Querschnittmitte bezogene Moment“ erst gewonnen werden kann, nachdem alle Abmessungen und die Lage der Nulllinie bekannt ist; die Arbeit stützt sich im Gegensatz zu den gebräuchlichen Methoden auf das am Anfang der Rechnung allein bekannte, auf die Schwerachse der statisch wirkenden Querschnittelemente bezogene Moment, kurz Achsenmoment genannt, und versucht auf dieser Grundlage eine systematische Darstellung der wichtigsten Fragen, die der Praktiker bei Durchrechnung von Eisenbetonrahmen zu lösen hat. In der Darstellung werden 2 Fälle unterschieden: I. der Einfluß der Normalkraft ist vorherrschend, II. der Einfluß des Momentes ist vorherrschend. Beton und Eisen 1915. Heft XI.

Berechnung von Balken mit Dreiecksquerschnitt. Bearbeitet von Dipl.-Ing. Victor

Lampl, Ingenieur der Tiefbaugesellschaft m. b. H. Dortmund. Es werden für den Balken mit Dreiecksquerschnitt, der bei den Trichterbalken der Siloböden und bei Dachkonstruktionen auftritt, Formeln zur Berechnung der Balkenhöhe und des Eisenquerschnittes aufgestellt. Zeitschrift für Betonbau 1915. Heft 5.

Ermittlung der Abmessungen doppelt bewehrter Eisenbetonquerschnitte. Von Dr.-Ing. Johs. Thieme, Buxtehude. Armiertes Beton 1915. Heft 7.

Wirtschaftliche Bemessung von Eisenbetonquerschnitten unter exzentrischem Druck. Von R. E. Steinsberg, Oberingenieur, i. Fa. Sander u. Co., Florenz. Eine theoretische Untersuchung. Beton und Eisen 1915. Heft XI.

Beitrag zur Berechnung durchlaufender Deckenkonstruktionen. Von Dr. V. Lewe, Leiter der Prüfungsstelle für Bauberechnungen in Bromberg. Armiertes Beton 1915. Heft 7.

Beitrag zur Statik der Stützengruppen und Traggestelle. Von Dipl.-Ing. Dr. V. Lewe, Leiter der Prüfungsstelle für Bauberechnungen in Bromberg. In der theoretischen Abhandlung wird die zweckmäßigste Art der Ausbildung von Tragstellen für Hochbehälter erörtert und die statische Berechnung gezeigt. Beton und Eisen 1915. Heft XI.

Zur Berechnung kontinuierlicher Träger mit Einzellasten. Von Dipl.-Ing. Alfred Bonhardi. An Stelle der Belastungsgleichwerte für die Winklerschen Gleichungen, die von den tatsächlich auftretenden Momenten oft wesentlich abweichen, sind mit Hilfe der Clapeyronschen Gleichung Tabellenwerte ermittelt worden, die noch zeichnerisch nach Ritter kontrolliert worden sind. Ein Zahlenbeispiel zeigt die Anwendung. Zeitschrift für Betonbau 1915. Heft 4.

Lastverteilung bei Plattenbrücken. Von A. Bühler, Bern. Auf Grund der Ergebnisse von Belastungsproben an den Eisenbetonbrücken der Eisenbahnlinie Winterthur—St. Gallen stellt Verfasser unter der Annahme starrer Querträger sehr einfache Beziehungen zur Berechnung von Plattenbalkenbrücken auf. Schweizerische Bauzeitung 1915. Bd. 66, Nr. 1.

Zeichnerisches Verfahren zur Aufsuchung von Größtwerten einer wandernden Lastgruppe. Von Ingenieur Leopold Herzka, Staatsbahnrat, Wien. Für einzelne häufiger vorkommende Belastungsfälle werden auf Grund der von Kreitmeyer angegebenen analytischen Beziehungen brauchbare Lösungen zur Aufsuchung der maßgebenden Laststellung abgeleitet. Zeitschrift für Betonbau 1915. Heft 6.

Die Mittellinie der Gewölbe als Stützeinie lotrechter Last. Von Baurat Adolf Francke, Alfeld a. d. Leine. Eine theoretische Abhandlung. Zeitschrift für Architektur und Ingenieurwesen 1915. Heft 4.

Das Mosersche Zwickelverfahren. Von Dr.-Ing. Nitzsche, Frankfurt a. M. Der Aufsatz bezweckt den einfachen weittragenden Aufbau der Methode zu charakterisieren und zur Anwendung des neuen Verfahrens anzuregen. Mit Abb. Der Brückenbau 1915. Heft 14.

Zur Berechnung statisch unbestimmter Systeme. Von W. L. Andree. Im Anschluß an sein in Nr. 5, 1915 der Zeitschrift Der Brückenbau bereits mitgeteiltes Verfahren zur Berechnung statisch unbestimmter Systeme zeigt Verfasser, daß diese einfache Methode auch bei der Konstruktion von Einflußlinien, also bei Tragwerken mit beweglicher Belastung, sich mit Vorteil anwenden läßt. Der Brückenbau 1915. Heft 13.

Berechnung der Verankerung beweglicher Lager. Von Kayser, Darmstadt. In der Berechnung wird nachgewiesen, daß bei größeren Brücken in dem Ankerkopf am beweglichen Lager beträchtliche Kräfte auftreten können, so daß weitergehende Maßnahmen für die Beweglichkeit des Ankerkopfes notwendig sind. Zentralblatt der Bauverwaltung 1915. Nr. 58.

### III. Eisenbetonversuchswesen; Feuerproben.

Versuche über die Tragkraft von Säulen aus Gußbeton mit verschiedenen Querschnitten und Bewehrungen. Die Säulenversuche von Professor Dr.-Ing. R. Saliger werden auf Grund des Versuchsberichtes kritisch besprochen. Deutsche Bauzeitung, Mitteilungen 1915. Nr. 12.

Bachs Knickungsversuche mit Eisenbetonsäulen. Mitgeteilt von Dr. Max R. v. Thullie. Verfasser berichtet über die bereits vor mehreren Jahren ausgeführten Versuche, prüft die Ergebnisse nach den verschiedenen Knickungstheorien und kommt zu dem Schlusse, daß die Knickfestigkeit von Eisenbetonsäulen am besten nach der österreichischen Verordnung berechnet werde. Zeitschrift d. österreichischen Ingenieur- u. Architekten-Vereins 1915. Heft 28.

Untersuchungen von Eisenbetonsäulen mit verschiedener Querbewehrung. (Dritter Teil.) Nach dem Bericht von Professor M. Rudloff, Direktor des Materialprüfungsamtes Berlin-Groß-Lichterfelde, bespricht Regierungsbaumeister Amos, Hohendölzchen bei Dresden, die für den Deutschen Ausschuß für Eisenbeton ausgeführten Versuche und ihre Ergebnisse. Zeitschrift für Betonbau 1915. Heft 6.

Ein Beitrag für die Wahl von Deckenkonstruktionen in Mahlmühlen. Von Wendt. An dem Brand der Humboldtmühle in Tegel wird gezeigt, daß die immer noch sehr gebräuchlichen hölzernen Balkendecken auf eisernen Stützen für Mühlen in feuersicherheitlicher Beziehung zu verwerfen und durch Eisenbetondecken zu ersetzen

sind, und daß durch Verwendung erprobter feuersicherer Türen, die in massiven Wänden nur in der unbedingt erforderlichen Zahl anzuordnen sind, feuergefährliche Betriebe sehr wohl in Unterabteilungen zerlegt werden können, die bewirken, daß ein Großfeuer auf die betreffende Abteilung beschränkt bleibt. Deutsche Bauzeitung, Mitteilungen 1915. Nr. 13. Mit Abb.

### IV. Amtliche Vorschriften über Eisenbeton.

Falsche Auslegung des § 14 Absatz 5 der preußischen Bestimmungen für Eisenbeton bei Hochbauten vom 24. Mai 1907. Von Dipl.-Ing. Dr. V. Lewe, Leiter der Prüfungsstelle für Bauberechnungen in Bromberg. Verfasser weist darauf hin, daß die in der angezogenen Bestimmung zulässige angenäherte Berechnung zu ungünstigen Ergebnissen führt, und zeigt, daß die genauere Berechnung nicht umständlicher ist. Deutsche Bauztg., Mitteilungen 1915. Nr. 12.

### V. Ausführungen.

1. Allgemeines über Beton und Eisenbeton, Zement-, Beton- und Eisenbetonwaren, Bauunfälle.

Einige neuere Fälle von Abbruch amerikanischer Eisenbetonbauten. Von Ingenieur Ernst Schick, Wien. Verfasser berichtet nach Angaben amerikanischer Zeitschriften über den Abbruch von Eisenbetongebäuden und -wänden, besonders aber von Schornsteinen aus Eisenbeton. Genaue Angaben über die Ausführung und die Kosten der Abbruchsarbeiten. Zeitschrift für Betonbau 1915. Heft 4.

Verwendung von Eisenbeton im Weinbau. Von Dipl.-Ing. Otto Hansen, Wiesbaden. Mit Abbildungen wird die verschiedene Verwendung von Eisenbeton für Pfosten zu Spalieren und Einfriedigungen und für Stützmauern im Weinbau beschrieben. Beton und Eisen 1915, Heft XI.

Km-Steine. Angaben über Herstellung, Größen und Kosten von Km-Steinen aus Beton. Tonindustrie-Ztg. 1915. Nr. 81.

Blitzschutz von Eisenbetonbauten. Kurzer Auszug aus dem von Professor Dipl.-Ing. Ruppel, Frankfurt a. M. auf der Hauptversammlung 1914 des Deutschen Betonvereins gehaltenen Vortrage. Zeitschrift für Betonbau 1915. Heft 3.

2. Ausführungen im Hochbau.

Der Bismarck-Turm bei Leipzig. Von Dipl.-Ing. Em. Haimovici, Oberingenieur und Prokurist der Fa. Max Pommer, Eisenbetonbau, Leipzig. Beschreibung des in Eisenbeton erbauten Turmes. Einzelheiten der Bauteile, Baustoffe und über die der Berechnung zugrunde gelegten Kräfte. Mit Abbildungen. Beton und Eisen 1915. Heft XI. — L. 1915. Nr. 7, V. 2.



Der Eisenbeton im Wettbewerb um die Obst- und Gemüse-Großmarkthalle für Berlin. Nachdem die bisher in Eisenbeton ausgeführten Markthallen besprochen worden sind, werden die Lösungen in Eisenbeton für den Berliner Wettbewerb mit Abbildungen eingehender beschrieben. Deutsche Bauztg., Mitteilungen, 1915. Nr. 12.

### 3. Ausführungen im Brückenbau.

Eine Straßenüberführung aus Eisenbeton über die badische Hauptbahn im Bahnhof Friedrichsfeld. Vom Großherzogl. Bauinspektor Dr.-Ing. Gaber in Heidelberg. Beschreibung einer Überführung, deren Haupttragwerk aus zwei beiderseits eingespannten Eisenbetonbogen mit einer rechnungsmäßigen Stützweite von 28 m und einem Pfeil der Bogenachse von 6,2 m besteht. Die Fahrbahn besteht aus Querträgern mit Kragträgern und ist durch mit Beton ummantelte Rundeisen an den Bogen aufgehängt. Die Bauausführung, Einzelheiten der Konstruktion, Festigkeitsberechnung, Baukosten und ein Kostenvergleich zwischen Brücken aus Eisen und Eisenbeton werden mitgeteilt. Mit vielen Abbildungen. Zentralblatt der Bauverwaltung 1915. Nr. 53 u. 54.

Der Bau des Talüberganges bei Langwies an der elektrischen Bahn Chur—Arosa. Von Dipl.-Ing. H. Schürch, i. Fa. Züblin u. Co. Armierter Beton 1915. Heft 7.

### 4. Ausführungen im Wasserbau.

Eine neue Form für eiserne Spundbohlen. Von R. Scheck, Fürstenwalde a. d. Spree. Eine neue in Kreuzform ausgebildete Spundbohle. Bauart **Krupp**, wird besprochen und mit den bisher üblichen eisernen Spundbohlen-Systemen verglichen. Mit Abbildungen. Zentralblatt der Bauverwaltung 1915. Nr. 55.

Ummantelte Spundwandeseisen. Von W. Gutacker, Darmstadt. Verfasser beschreibt die der amerikanischen Gesellschaft Lackawanna Steel Company, New-York, patentierte ummantelte Spundbohle, bei der das Formeisen soweit mit Eisenbeton verkleidet ist, daß nur noch die klauenartigen Ränder hervorragen, um das Ineinandergreifen der Formeisen zu ermöglichen. Die Herstellungsart und ihre Verwendung werden mit

Abbildungen näher besprochen. Beton und Eisen 1915. Heft XI.

Die Catskill-Wasserversorgungsanlage für die Stadt New-York. Von k. k. Ingenieur Eduard Franzelin. In der sehr ausführlichen Abhandlung werden viele Angaben über Geschichte, Organisation und Bauausführung der gewaltigen Wasserversorgungsanlage gemacht. Die einzelnen großen Bauwerke werden mit Abbildungen nach Entwurf, Herstellung, Kosten und wirtschaftlichen Gesichtspunkten eingehend besprochen. Österreichische Wochenschrift f. d. öffentlichen Bauwesen 1915. Heft 24 u. 25.

Die Ausgestaltung des Triester Hafens in den letzten Bauperioden. Vortrag von k. k. Oberbaurat der Seebehörde Ing. Franz Colombichio v. Taubenbichel. In der hauptsächlich hafenbautechnischen Abhandlung finden sich eine Anzahl Angaben über die Ausbildung, die Gründung und Ausführung der großen Molen und Kai-mauern. Mit Abbildungen. Zeitschrift des österreichischen Ingenieur- und Architekten-Vereins 1915. Heft 29 u. 30.

### 5. Ausführungen im Straßen-, Eisenbahn-, Tunnel- und städtischen Tiefbau.

Schlußbericht der Bauleitung über die Bauarbeiten der Chur-Arosa-Bahn. In dem Bericht über die Ausbesserungsarbeiten an Bauwerken infolge von Rutschungen werden besonders ausführlich die Rekonstruktionsarbeiten in Eisenbeton am Spundetscha-Tunnel beschrieben. Mit vielen Abbildungen wird der Entwurf, die statische Berechnung und die Bauausführung dieser umfangreichen Arbeiten vorgeführt. Schweizerische Bauzeitung 1915, Bd. 65, Nr. 24 u. 25.

Der Bau von Untergrundbahnen in Berlin. Von Ing. Guntram Mahir, Berlin-Friedenau. Die Grundsätze für die Wahl der Berliner Untergrundbahn, die danach ausgebildeten Querschnittsformen, die Ausführung, Wasserhaltung werden mit Abbildungen besprochen. Zeitschrift des österreichischen Ingenieur- u. Architekten-Vereins 1915. Heft 30 u. 31.

### VI. Allgemeine Fragen.

— — —

## WIRTSCHAFTLICHE RUNDSCHAU.

### Mit englischen Gesellschaften vor dem Kriege geschlossene Versicherungsverträge binden den Versicherten nicht.

Leipzig, den 22. Mai 1915. Wie das Hanseatische Oberlandesgericht in Hamburg hat sich jetzt auch das Oberlandesgericht Kiel für die Nichtigkeit der mit englischen Versicherungsgesellschaften geschlossenen Versicherungsverträge wegen der durch den Krieg geschaffenen veränderten Verhältnisse ausgesprochen. Über den zur

Entscheidung stehenden Fall führt das Berufungsgericht in der Hauptsache aus:

Der in England domizilierten beklagten Versicherungsgesellschaft ist verboten, Geldbeträge an einen Feind oder zu dessen Vorteil zu zahlen und Versicherungsverträge, die mit einem Feinde abgeschlossen sind, zu erfüllen. Zuwiderhandlungen sind mit Geld- und Freiheitsstrafe bedroht.

Das Grundkapital der Beklagten beträgt jetzt 135 000 000 M. Ihr in Deutschland befindliches Vermögen beläuft sich auf 1 700 000 M. Kautionen und ein Grund-

stück im Werte von 600 000 M. Schon dadurch, daß der Versicherte sich jetzt nur noch an einen bescheidenen Bruchteil des Versicherungsunternehmens halten kann, wird die ganze Grundlage des Vertragsverhältnisses derart erschüttert und verändert, daß dem Kläger nach Treu und Glauben nicht wohl zugemutet werden kann, mit diesem Torso seines ursprünglichen Versicherers das Verhältnis fortzusetzen. Dies liegt im Sinne des ursprünglichen Vertrages, widerspricht vielmehr dem Parteiwillen.

Die Beklagte hat zwar mit der Hanseatischen Gesellschaft und der Norddeutschen Versicherungsgesellschaft in Hamburg vereinbart, daß diese die Garantie für die Erfüllung ihrer Verbindlichkeiten aus ihren deutschen Versicherungsverträgen zu übernehmen haben, und sie hat mit der Hanseatischen Gesellschaft weiter vereinbart, daß diese das gesamte deutsche Geschäft der Beklagten „in eigene Verwaltung“ übernimmt. Hierauf braucht sich der deutsche Versicherte aber nicht einzulassen, umso weniger als die beiden Hamburger Gesellschaften an Kapitalkraft wesentlich hinter der Beklagten zurückstehen.

sk.

## Unberechtigte Ablehnung eines Schiedsrichters.

Bayer. Oberstes Landesgericht. 91/14.

(Nachdruck verboten.) Ein Zementwerk war im schiedsrichterlichen Verfahren verurteilt worden, an eine Firma einen verhältnismäßig hohen Betrag für die Ausführung von Zement-Brennöfen zu zahlen. Die erwähnte Firma erhob Klage auf Zulassung der Vollstreckung, und nun machte das Zementwerk den Einwand, das schiedsgerichtliche Verfahren sei unzulässig gewesen, denn das Werk wäre berechtigt gewesen, die beiden Schiedsrichter abzulehnen.

Das Bayerische Oberste Landesgericht hat den Einwand des Zementwerkes nicht gelten lassen. Gegen den einen Schiedsrichter, einen Rechtsanwalt, weiß nämlich die beklagte Inhaberin des Zementwerkes nichts weiter vorzubringen, als daß er einmal vor langer Zeit im Auftrage eines Vertragsgegners des Zementwerkes an dieses einen Brief geschrieben hat, in dem er ein von dem Zementwerk geltend gemachtes Verlangen bestritt. Kein vernünftiger Mensch, so meinte das Gericht, wird glauben können, daß ein Mann von der Bildung und der sozialen Stellung des Rechtsanwalts sich durch diesen Umstand in seiner richterlichen Unbefangenheit beeinflussen läßt.

Was die Ablehnung des zweiten Schiedsrichters betrifft, so handelt es sich hier um einen Ingenieur, den das beklagte Zementwerk selbst vorgeschlagen hat. Das Zementwerk begründet seine Ablehnung mit der Tatsache, daß dieser Ingenieur kurz nach seiner Ernennung zum Schiedsrichter in die Dienste des Werks getreten ist und ferner damit, daß er während seiner Tätigkeit für das Werk seine Pflichten vorsätzlich oder fahrlässig durch Fehler in der Zementfabrikation verletzt und dadurch das Werk schwer geschädigt hat.

Indessen hat das Gericht auch diese Gründe für nicht stichhaltig erklärt. Wenn der Ingenieur in die Dienste des Zementwerkes getreten ist, so konnte seine Unbefangenheit doch höchstens zu gunsten des Zementwerkes beeinflußt sein, aber nicht einmal der Gegner hat aus diesem Grunde die Ablehnung dieses Schiedsrichters gefordert. Der weitere Einwand, der Ingenieur habe bei der Zementfabrikation seine Pflichten vorsätzlich oder fahrlässig verletzt, erledigt sich schon durch den Hinweis auf das zeitliche Verhältnis. Am 14. April trat der Ingenieur seine Stellung bei dem Werke als technischer Beirat an, am 28. April wurde der Schiedsspruch gefällt, und erst im Sommer desselben Jahres sollen die Fehler in der Zementfabrikation begangen sein. Aus der Tatsache, daß der Ingenieur geraume Zeit nach der Fällung des Schiedsspruches zum Nachteil des Werkes gehandelt haben soll, geht selbstverständlich nicht ohne weiteres hervor, daß er schon zur Zeit der Fällung des Spruches

dem Werke feindlich gesinnt und deshalb nicht unbefangen war. Wenigstens sind Umstände, die darauf hindeuten, weder dem Gericht zur Kenntnis gebracht, noch von der Inhaberin des Werks behauptet worden. Im übrigen könnte doch die Tatsache, daß dieser Schiedsrichter Fehler in der Herstellung des Zements begangen hat, jedenfalls nur dann Zweifel an seiner Unbefangenheit rechtfertigen, wenn bewiesen wäre, daß er jene Fehler absichtlich begangen hat, um das Werk zu schädigen. Hierfür ist aber nichts dargetan.

## Ausführung eines städtischen Kanalisationsprojektes durch einen Bauunternehmer. Wer haftet für die Beschädigung von Wohnhäusern?

(Ober-Landesger. Bamberg, I. 208/1913.)

(Nachdruck verboten.) Eine Stadtgemeinde hatte einen Kanalisationsplan entworfen und mehrere Bauunternehmer mit der Ausführung desselben betraut. Ein Unternehmer, welcher die Ausführung der gemauerten und der Rohrkanäle in einem bestimmten Stadtbezirk übernommen hatte, mußte gemäß seinem Verträge auch in einer nur 2,42 m breiten Straße seine Arbeiten vornehmen. Dabei erlitt das Haus eines Handwerksmeisters schwere Beschädigungen, der Geschädigte machte gegen die Stadtgemeinde Ansprüche geltend, und nachdem diese rechtskräftig zum Ersatz des Schadens verurteilt worden war, nahm die Stadtgemeinde Rückgriff gegen den erwähnten Bauunternehmer. Dabei berief sich die Klägerin auf die allgemeinen Bedingungen des mit dem Beklagten abgeschlossenen Werkvertrages, wonach letzterer für alle auf die Ausführung der Arbeiten zurückzuführenden Schäden ohne Rücksicht auf etwaiges Verschulden, ausgenommen höhere Gewalt, aufzukommen habe.

Der Beklagte wandte ein, ihn treffe kein Verschulden; denn das Projekt, nach dem er gearbeitet habe, stamme ja von der klagenden Stadtgemeinde. Die erwähnte Bestimmung in den allgemeinen Bedingungen sei doch so auszulegen, daß der Unternehmer nur für solche Schäden aufzukommen habe, für die ihm nach Recht und Billigkeit eine Haftung zugemutet werden könne, weil nur dies der Verkehrsauffassung entspreche und die Auslegung der Stadtgemeinde gegen die guten Sitten verstoße.

Während die erste Instanz die Klage abwies, hat das Oberlandesgericht Bamberg den Anspruch der Stadtgemeinde für begründet erklärt. Ausdrücklich, so wird in den Gründen ausgeführt, hat der Unternehmer die Haftung „für alle Unfälle und Schäden“ übernommen, die infolge der Ausführung des Baues an Häusern und sonstigen Gebäulichkeiten vorkommen. Diese Bestimmung verstößt auch weder gegen Treu und Glauben, noch gegen die guten Sitten. Dem Beklagten wurden vor dem Abschluß des Vertrages die Verhältnisse offen dargelegt. In dem Abkommen ist auch ausdrücklich erwähnt, daß der Vertrag auf Grund der Entwurfszeichnungen abgeschlossen werde, und daß der Unternehmer die Beträge ziffernmäßig veranschlagt und von den Submissionsbedingungen Kenntnis genommen habe. Hat der Beklagte aber die Voranschläge gemacht, so hat er sich auch sicherlich die Örtlichkeiten genau angesehen.

Übrigens wird nach den allgemeinen Bedingungen des Vertrages dem Unternehmer das Recht zugestanden, gegen Einzelheiten der Bauausführung der Stadtgemeinde gegenüber seine Einsprüche vorzubringen. Der Beklagte hat indessen von dieser Bestimmung keinen Gebrauch gemacht, sondern die Kanalisierung auch der engen Straße begonnen und durchgeführt. Er kann daher nicht geltend machen, daß er die Haftung für den Schaden, der infolgedessen entstanden ist, ablehne, sondern er muß für die aus der übernommenen Garantie entstandenen Pflichten auch einstehen.



## Auslegung einer Preiskonvention über Romanzement.

Urteil des Reichsgerichts vom 23. März 1915.

Bearbeitet von Rechtsanwalt Dr. F. Walther-Leipzig.

Leipzig, 8. Mai 1915. (Nachdruck auch im Auszug verboten.) Bei Kartellverträgen wird häufig die für das Verhalten der Kartellgenossen maßgebende Regelung eines Punktes des Vertragsinhaltes der Bestimmung eines Dritten überlassen. Überall, wo derartige geschieht, hat die Tätigkeit des Dritten, des Vertrauensmannes, den man mit gutem Grunde Schiedsgutachter nennen darf, mit der Vorbereitung eines Richterspruches nichts zu schaffen. Der strittige Fall bedeutet lediglich eine Uneinigkeit darüber, was geschehen soll, seine Lösung wird durch die Bestimmung eines Vertrauensmannes definitiv herbeigeführt.

Eine süddeutsche Portlandzementfabrik und der Kaufmann L. in Fürth hatten im Juni 1905 eine Preiskonvention über Romanzement geschlossen. Nach § 2 des Vertrages wurde der Mindestkaufpreis für jeden Vertragsschließenden auf 160 M. für 10000 kg bestimmt. § 3 lautete: „Der diesergestalt festgelegte Minimalpreis basiert auf den gegenwärtig bestehenden Kohlenpreisen; sollten die Kohlenpreise sich weiter erhöhen, so hat eine Verständigung über entsprechende Erhöhung des Verkaufspreises des Romanzementes von Jahr zu Jahr zu erfolgen.“ § 7 lautete: „Sollte eine direkte Verständigung bei einem Streitfall nicht erzielt werden, so verpflichten sich die Kontrahenten unwiderruflich, die jeweilige Streitfrage einem Schiedsrichter zu unterbreiten, der unanfechtbar den Schiedspruch fällt. In § 8 wurde als Schiedsrichter Moritz M. und für den Fall seiner Verhinderung Alfred W. ernannt. Der Beginn der Konvention wurde am 24. Juni 1905 bis zum 1. Januar 1906 hinausgeschoben. Am 24. Januar 1906 ersetzten die Parteien den von den Verkaufspreisen handelnden § 2 durch eine eingehende Regelung; später vereinbarten sie Ende 1906 den Mindestverkaufspreis für 1907, Ende 1907 den Mindestverkaufspreis für 1908. Im Januar 1908 legten M. und W. infolge von Streitigkeiten der Parteien ihr Amt nieder. Einer Aufforderung des L., sich mit ihm über eine Preiserhöhung für 1909 zu einigen, kam die Zementfabrik nicht nach, erhob vielmehr Klage auf Feststellung, daß das Kartell nichtig sei oder doch seit dem 1. Januar 1909 nicht mehr bestehe, da mit dem Wegfall beider Vertrauensmänner der Vertrag undurchführbar geworden sei. Die Kammer für Handelssachen in Würzburg erkannte, daß die Preiskonvention vom 1. Januar 1909 ab rechtsunwirksam sei. Das Oberlandesgericht Bamberg wies dagegen die Klage ab. Das Reichsgericht hob indes das vorinstanzliche Urteil wieder auf. Sein 2. Zivilsenat führte in der Hauptsache aus:

Nach den Darlegungen des ersten Richters war die Preisnormierung bei Uneinigkeit der Parteien die hauptsächlichste Aufgabe der Vertrauensmänner. Dann muß aber die Rechtsfrage, was nach der Amtsniederlegung der Vertrauensmänner aus dem Verträge vom Juni 1905 geworden ist, anders beantwortet werden, als es im Berufungsurteile geschehen ist. Nach dem gegenwärtig festgestellten Sachverhalt fragt es sich nämlich, ob eine Durchführung der Preiskonvention ohne die Schiedsgutachter überhaupt im Bereich der Möglichkeit lag. Denn war diese Konvention auch auf zehn Jahre fest abgeschlossen, so gewann sie doch bald den Charakter eines Blankettvertrages, indem gerade in der Hauptsache, mit Bezug auf die Preise, eine Ergänzung stattfinden mußte; und nachträglich war jedenfalls ein Einverständnis der Parteien dahin zustande gekommen, den Preis alljährlich neu festzusetzen. Gelang das nicht und waren Vertrauensmänner, die ihre Ansicht den Parteien aufzwingen

konnten, nicht mehr vorhanden, so entstand eine Lücke, ohne deren Ausfüllung der Vertrag unwirksam war. Daß bei Nichtverständnis der Preis von 1905 wieder Geltung gewinne — wie das Vordergericht auslegt —, davon ist kein Wort gesagt. Vielmehr ist zu beachten: Im ersten Jahre bedeutete der „diesergestalt festgelegte Minimalpreis“ nicht den Preis des § 2 des Vertrages vom 10. Juni 1905, sondern den Preis der Abmachung vom 24. Januar 1906; unter den „gegenwärtig bestehenden Kohlenpreisen“ waren nicht die Kohlenpreise von 1905, sondern diejenigen von 1906 zu verstehen; in den beiden folgenden Jahren änderte sich die Bedeutung entsprechend. Hält man sich dies vor Augen, so stellt sich die Vertragsauslegung, die im Berufungsurteil gebilligt wird, als rechtsirrtümlich heraus. Hiernach war Ende 1908 jede Quelle, aus der ein bestimmter Inhalt für die Preiskonvention geschöpft werden konnte, versiegt. Das Urteil des Landgerichts — soweit es die Klage zuspricht, mußte daher wiederhergestellt werden. (Aktenzeichen II. 523/14).  
sk.

## Der Streikvermerk im Arbeitszeugnis.

Urteil des Landgerichts Stuttgart vom 26. Juni 1914.

(Nachdruck auch im Auszug verboten.) Nach § 113 der Reichsgewerbeordnung ist das Arbeitszeugnis auch auf Führung und Leistung des Arbeiters auf dessen Verlangen hin auszudehnen. In der Angabe des Grundes der Lösung des Arbeitsverhältnisses muß jedoch der Arbeitgeber die größte Vorsicht walten lassen, wie ein kürzlich vom Landgericht Stuttgart entschiedener Rechtsstreit zeigt:

Infolge eines ausgebrochenen Streiks legte der seit Juni 1911 in Diensten N.s stehende Wagensattler A. am 15. April 1914 nach fristgemäßer Kündigung die Arbeit nieder und verlangte am 16. April ein Zeugnis. Da dieses außer Angaben über Führung und Leistung auch den Vermerk enthielt, daß A. infolge Streiks die Arbeit niedergelegt habe, erhob er beim Gewerbegericht Stuttgart Klage gegen N. auf Ausstellung eines Zeugnisses ohne diese Bemerkung. Das Gericht gab ihm Recht. N.s Berufung gegen diese Entscheidung wurde vom Landgericht Stuttgart mit folgender Begründung zurückgewiesen:

Wie keiner weiteren Ausführung bedarf, ist nach der heutigen im Wirtschaftsleben herrschenden Anschauung nicht jeder Streik bzw. jede Beteiligung an einem Streik vom objektiven Standpunkt aus ein Zeichen mangelnden Pflichtbewußtseins oder gar moralischer Minderwertigkeit. Da nun aber ohne Zweifel die kurze Bemerkung im Zeugnis, daß der sonst gut prädierte Arbeiter infolge Streiks die Arbeit niedergelegt habe, in denjenigen Kreisen, für welche das Zeugnis vor allem in Betracht kommt, d. h. in den Kreisen der Arbeitgeber, fast durchweg als ein Tadel des moralischen Verhaltens des Arbeiters aufgefaßt wird, der auf sein weiteres Fortkommen von nachteiligem Einfluß sein wird, so wird, wenn die Umstände des Streiks, Motiv des das Arbeitsverhältnis beendenden Streiks und Art und Weise der Beteiligung des betreffenden Arbeiters derart liegen, daß den Arbeitern, die sich daran beteiligt haben, und insbesondere dem Zeugnisinhaber ein Vorwurf aus der Beteiligung am Streik in moralischer Beziehung nicht gemacht werden kann, das Zeugnis der in Frage stehenden Sachlage nicht gerecht, zum mindesten nicht in seiner Wirkung auf das Urteil anderer — und die Wirkung eines Zeugnisses nach außen ist ein Hauptmoment bei der Bewertung seiner objektiven Richtigkeit. Das Zeugnis ist dann trotz der Richtigkeit der tatsächlichen Angabe objektiv unrichtig. Mit einem solchen Zeugnis hat aber der Arbeitgeber seiner Zeugnispflicht gemäß § 113 Gewerbeordnung nicht genügt. Der Arbeitnehmer hat seinen Anspruch auf Erfüllung durch Ausstellung eines anderen oder durch Berichtigung des erteilten Zeugnisses,  
Sk.

*Dem Verfassern größerer Originalbeiträge stehen je nach deren Umfang bis zu 10 Exemplaren des betr. vollständigen Heftes kostenfrei zur Verfügung, wenn bei Einsendung des Manuskriptes ein entsprechender Wunsch mitgeteilt wird. Sonderabdrücke werden nur bei rechtzeitiger Bestellung und gegen Erstattung der Kosten geliefert.*